

ANEJO Nº4: DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LAS SUBESTRUCTURAS



Jesús Navarro Marco



ÍNDICE

1. OBJETO DEL ANEJO.....3

2. DATOS DE PARTIDA3

3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD EN FASE CONSTRUCTIVA. TABLESTACAS.....3

 3.1. ESTRIBO SONDEO SM-1 SUR3

 3.1.1. Excavación sin acodalamiento.....3

 3.1.2. Cálculo de la longitud de empotramiento.....7

 3.1.3. Excavación con acodalamiento7

 3.1.4. Cálculo del acodalamiento9

 3.1.5. Elección de la tablestaca9

 3.2. ESTRIBO SONDEO SM-2 NORTE.....10

 3.2.1. Excavación con acodalamiento11

 3.2.2. Cálculo del acodalamiento14

 3.2.3. Elección de la tablestaca14

4. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA.....15

 4.1 Introducción15

 4.2 Definición geométrica (estribo norte y estribo sur).....16

5. COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS SUBESTRUCTURAS19

 5.1. Introducción y análisis de la viabilidad.....19

 5.2. Características del pilote20

 5.3. Características del encepado.....21

 5.4. Estribo SUR (*sondeo SM-1*).....22

 5.4.1. Reducción de esfuerzos al centro de la base encepado.....22

 5.4.2. Cargas actuantes sobre el estribo sur22

 5.4.2.1 Peso propio del muro principal y del encepado.....23

 5.4.2.3 Peso de las tierras que se encuentran en el trasdós del muro23

 5.4.2.4 Empuje del agua en el trasdós.24

 5.4.2.5 Empuje de tierras en el trasdós.....24

 5.4.2.6 Acciones del tablero26

 5.4.3Combinación de acciones.....26

 5.4.4 Método simplificado para la obtención de esfuerzos en los pilotes.....27

 5.4.5 Comprobaciones geotécnicas.....28

 5.4.5.1 Comprobación frente a hundimiento.....28

 5.4.5.1.1 Pilote aislado..... 29

 5.4.5.1.1 Grupo de pilotes 30

 5.4.5.2 Comprobación de la resistencia a arranque 32

 5.4.5.3 Comprobación de rotura horizontal del terreno 32

 5.4.5.4 Rotura estructural (Tope Estructural)..... 32

 5.4.5.5 Pandeo 33

 5.4.5.6 Deformabilidad de cimentaciones profundas 33

 5.4.5.6.1 Pilote aislado..... 33

 5.4.5.6.2 Grupo de pilotes 34

5.5 Estribo norte (*Sondeo SM-2*)..... 36

 5.5.1. Reducción de esfuerzos al centro de la base encepado. 36

 5.5.2 Cargas actuantes sobre el estribo norte 37

 5.5.3 Combinación de acciones 37

 5.5.4 Método simplificado para la obtención de esfuerzos en los pilotes 37

 5.5.5 Comprobaciones geotécnicas 37

 5.5.5.1 Comprobación frente a hundimiento 37

 5.5.5.1.1 Pilote aislado..... 38

 5.5.5.1.1 Grupo de pilotes 39

 5.5.5.2 Comprobación de la resistencia a arranque 40

 5.5.5.3 Comprobación de rotura horizontal del terreno 40

 5.5.5.4 Rotura estructural (Tope Estructural)..... 40

 5.5.5.5 Pandeo 40

 5.5.5.6 Deformabilidad de cimentaciones profundas 40

5.6 Comprobaciones adicionales. 41

6 CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LAS SUBESTRUCTURAS 41

 6.2 Estribo norte y estribo sur 42

 6.2.1 Sección tipo y datos previos 42

 6.2.2 Muro principal..... 43

 6.2.2.1 Cuantías de cálculo 43

 6.2.2.2 Cuantías de armado mínimo..... 44

 6.2.2.2.1 Armadura vertical 44

 6.2.2.2.2 Armadura horizontal..... 45

 6.2.2.2.3 Armadura transversal..... 45

 6.2.2.3 Propuesta de armado..... 45



- 6.2.2.4 Armadura bajo carga concentrada.....45
- 6.2.2.5 Longitud de anclaje46
- 6.2.3 Murete de guarda y losa de transición.....47
- 6.2.4 Pilotes.47
 - 6.2.4.1 Armadura de cálculo49
 - 6.2.4.2 Armaduras mínimas50
 - 6.2.4.3 Propuesta de armado50
 - 6.2.4.4 Solicitaciones tangenciales.....50
- 6.2.5 Encepado51
 - 6.2.5.1 Obtención de los esfuerzos (NEdmax, NEdmin, VEdx, VEdy).....52
 - 6.2.5.2 Cálculo del armado del encepado53
 - 6.2.5.2.1 Armadura principal.....54
 - 6.2.5.2.2 Armadura secundaria56
 - 6.2.5.2.3 Armadura secundaria vertical (cercos verticales) y armadura secundaria horizontal (cercos horizontales).....56
 - 6.2.5.3 Armaduras mínimas56
 - 6.2.5.3.1 Armadura mínima geométrica56
 - 6.2.5.3.1 Armadura mínima por control de fisuración.....57
 - 6.2.5.3.1 Armadura mínima mecánica57
 - 6.2.5.4 Longitudes de anclaje.....57
 - 6.2.5.5 Armado final.....58
- 7 REFERENCIAS59

1. OBJETO DEL ANEJO

Una vez analizados todos los datos de partida supuestos (en el anterior anejo), el objeto de éste, es el de llevar a cabo el diseño y comprobación del tablestacado de la fase constructiva, como método de contención de tierras provisional que nos permite adecuar el terreno para llevar a cabo la excavación del terreno y posterior cimentación. También se realiza el diseño de la cimentación, que en este caso se trata de cimentación por pilotes (cimentación profunda).

2. DATOS DE PARTIDA

Los datos de partida se recogen en el anterior anejo (*"Anejo N-3: Informe geotécnico"*), donde se recoge el Informe geotécnico proporcionado por los tutores de este taller.

Dicho informe ha sido analizado extrayendo los valores requeridos que junto a las recomendaciones y correlaciones existentes en la siguiente normativa: la Instrucción de Hormigón Estructural (Fomento, Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), 2011), en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Cimentaciones (Fomento, Documento Básico, D.B.S.E.C. Seguridad Estructural. Cimientos (Código Técnico de Edificación), 2001), el Eurocódigo EC-2 (AENOR, 2013) y la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Fomento, Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, 2009) han sido suficientes para el desarrollo de este trabajo fin de grado.

En los siguientes apartados se describen las comprobaciones realizadas durante la fase constructiva y sobre la cimentación.

3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD EN FASE CONSTRUCTIVA. TABLESTACAS

Para la construcción de la cimentación, será necesaria la ejecución de una excavación mediante pozos que permita alcanzar la cota donde va a situarse el encepado de los pilotes, situado en la cota 5.30 metros. Se ha decidido ejecutar el sostenimiento provisional de ambos pozos mediante tablestacas metálicas, ya que el terreno no cuenta con la capacidad necesaria para soportar un talud vertical. Por ello, será necesario comprobar la estabilidad de la misma, y realizar la elección de la más adecuada en cada caso.

Para el cálculo de los empujes sobre las tablestacas y el cálculo de la misma se ha supuesto una sobrecarga en coronación de cada tablestaca de $q = 10 \text{ kN/m}^2$ debido a la maquinaria durante la fase de construcción. Además, no se ha tenido en cuenta el empuje que ejerce el relleno del terraplén sobre la tablestaca, debido a que la ejecución en la obra será posterior a la construcción de la cimentación profunda y los estribos, y por tanto no estará presente durante la fase de excavación.

Debido a que las condiciones del terreno no son iguales en cada uno de los estribos, se elegirá la más adecuada para cada caso, comprobando la estabilidad de cada una en base a los empujes a los que esta está sometida.

3.1. ESTRIBO SONDEO SM-1 SUR

3.1.1. Excavación sin acodalamiento

En primer lugar, vamos a estudiar la posibilidad de realizar la excavación sin acodalamiento de ningún tipo (puntal, bulón, etc.). Para ello, debe verificarse la condición de momento nulo en la base de la tablestaca, y la longitud de ésta vendrá impuesta por dicha limitación.

El terreno de la excavación puede verse en la figura 1 donde aparecen resumidas las condiciones y características del terreno existente, y en la tabla que se muestra se pueden ver resumidas los parámetros necesarios para el cálculo de los empujes (Silvestre, Cuestiones de geotecnia y cimientos., 2001)

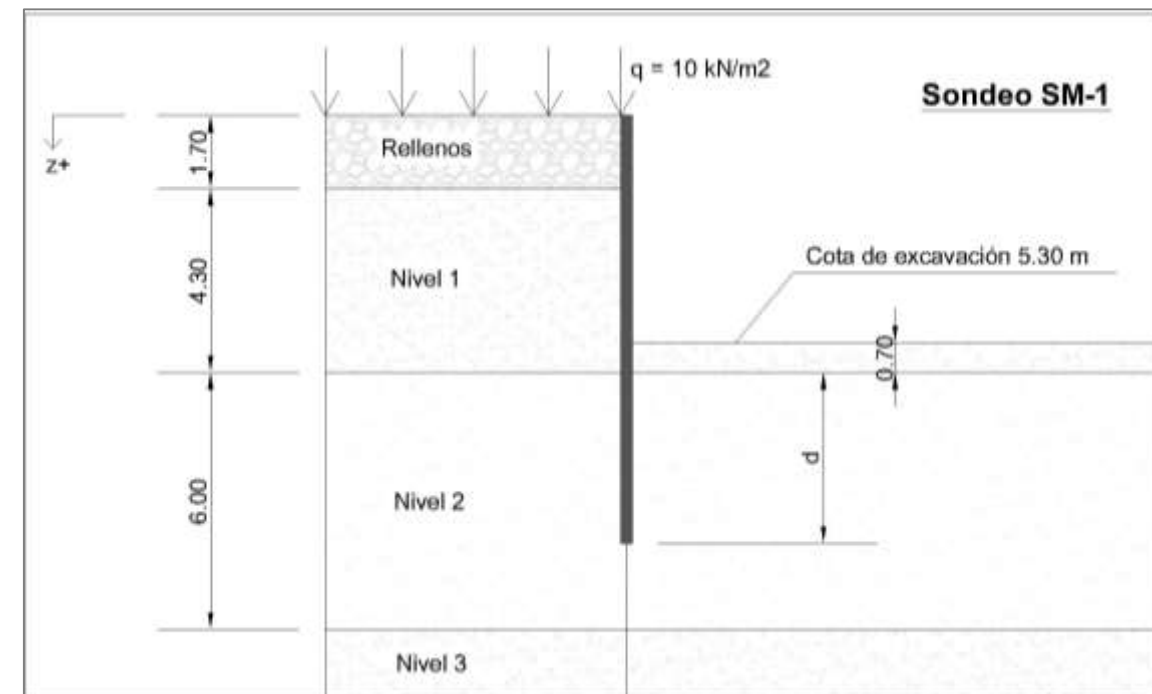


Figura 1. Terreno en el estribo Sondeo SM-1 para la excavación sin acodalamiento. Fuente: Imagen realizada con AutoCad.

	Peso específico seco (kN/m^3)	Peso específico saturado (kN/m^3)	Ángulo de rozamiento efectivo ($^\circ$)	Cohesión
Rellenos	17	17	35	0
Nivel 1	20.5	11	28	3.75
Nivel 2	22	12	32	1.5

Tabla 1. Características del terreno Sondeo SM-1.

Para el cálculo de empujes del tablestacado se ha adoptado el modelo propuesto por Blum (1931), donde se plantea un modelo isostático. Del lado de la seguridad, los cálculos de los empujes sobre las tablestacas se realizan



para una longitud de empotramiento de $(0.70 + d)$ metros, empotrando de esta forma las tablestacas en el nivel 2 de arcillas, sabiendo que finalmente la longitud total de empotramiento tendrá un valor de $E = 1.2 \cdot (0.70 + d)$.

Se ha elegido empotrar las tablestacas en este nivel ya que más de 12 metros sería una longitud demasiado elevada en comparación a la obra que se pretende realizar.

➤ Empujes activos. Trasdós.

Según la teoría de Rankine, el empuje activo viene dado por la siguiente expresión:

$$e'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

Siendo σ'_v la tensión efectiva vertical, k_a el coeficiente de empuje activo y c' la cohesión efectiva, se procede a calcular la distribución de empujes activos en cada uno de los estratos.

Como se ha mencionado anteriormente, se adoptará una sobrecarga sobre la superficie del terreno de $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

- **Rellenos ($0 \text{ m} \leq z \leq 1.70 \text{ m}$); 17 kN/m^3 , $\varphi' = 35^\circ$**

Calcularemos en primer lugar las tensiones efectivas en el terreno de cada estrato, para posteriormente calcular los empujes según la teoría de Rankine.

$$\sigma_v = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z$$

En este estrato, la presión intersticial es nula debido a la ausencia de nivel freático:

$$u = 0$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por la siguiente expresión:

$$k_a = \frac{1 - \tan \varphi'}{1 + \tan \varphi'} = \frac{1 - \tan 35^\circ}{1 + \tan 35^\circ} = 0.271$$

El empuje unitario en función de la profundidad z será igual a:

$$e'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} = 0.271 \cdot \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z \right)$$

De esta forma, el empuje en el techo del estrato:

$$e'_a(z = 0 \text{ m}) = 0.271 \cdot \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0 \right) = 2.71 \text{ kPa}$$

Y el empuje en el muro del estrato:

$$e'_a(z = 1.70 \text{ m}) = 0.271 \cdot \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.70 \text{ m} \right) = 10.54 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene los siguientes valores para el estrato de rellenos:

$$E'_{a1} = 2.71 \text{ kPa} \cdot 1.70 \text{ m} = 4.61 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a2} = \frac{(10.54 - 2.71) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.70 \text{ m} = 6.66 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E'_{a1}} = \frac{1.70 \text{ m}}{2} + 4.30 \text{ m} + d = 5.15 \text{ m} + d$$

$$d_{E'_{a2}} = \frac{1.70 \text{ m}}{3} + 4.30 \text{ m} + d = 4.87 \text{ m} + d$$

- **Nivel 1 ($1.70 \text{ m} \leq z \leq 6 \text{ m}$); 20.5 kN/m^3 , $\varphi' = 28^\circ$**

Realizaremos el mismo procedimiento que en el caso anterior para calcular finalmente el empuje del terreno de este estrato sobre las tablestacas.

$$\sigma_v = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (z - 1.70)$$

En este estrato, la presión intersticial toma dos valores distintos en función de la profundidad, ya que aparece el nivel freático en la cota 3.48 m:

$$u_1 = 0 \text{ si } z \leq 3.48 \text{ m}$$

$$u_2 = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (z - 3.48) \text{ si } z > 3.48 \text{ m}$$

Por lo tanto, habrán dos valores distintos de tensión efectiva, cosa que supondrá un cambio de pendiente en la ley de empujes que se producirá en este estrato:

$$\sigma'_{v1} = \sigma_v - u_1 = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (z - 1.70) = (20.5 \cdot z + 4.05) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{v2} = \sigma_v - u_2 = (20.5 \cdot z + 4.05) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - (10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (z - 3.48)) = (10.5 \cdot z + 38.85) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$k_a = \frac{1 - \tan \varphi'}{1 + \tan \varphi'} = \frac{1 - \tan 28^\circ}{1 + \tan 28^\circ} = 0.361$$



$$e'_a(z = 1.70 \text{ m}) = 0.361 \cdot (20.5 \cdot 1.70 + 4.05) - 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{0.361} = 9.54 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 3.48 \text{ m}) = 0.361 \cdot (20.5 \cdot 3.48 + 4.05) - 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{0.361} = 22.71 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 6 \text{ m}) = 0.361 \cdot (10.5 \cdot 6 + 38.85) - 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{0.361} = 32.26 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene los siguientes valores para el estrato de rellenos:

$$E'_{a3} = 9.54 \text{ kPa} \cdot (3.48 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{16.98 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a4} = \frac{(22.71 - 9.54) \text{ kPa}}{2} \cdot (3.48 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{11.72 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a5} = 22.71 \text{ kPa} \cdot (6 - 3.48) \text{ m} = \mathbf{57.23 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a6} = \frac{(32.26 - 22.71) \text{ kPa}}{2} \cdot (6 - 3.48) \text{ m} = \mathbf{12.03 \text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E'a1} = \frac{(3.48 - 1.70) \text{ m}}{2} + (6 - 3.48) \text{ m} + d = 3.41 \text{ m} + d$$

$$d_{E'a2} = \frac{(3.48 - 1.70) \text{ m}}{3} + (6 - 3.48) \text{ m} + d = 3.11 \text{ m} + d$$

$$d_{E'a3} = \frac{(6 - 3.48) \text{ m}}{2} + d = 1.26 \text{ m} + d$$

$$d_{E'a4} = \frac{(6 - 3.48) \text{ m}}{3} + d = 0.84 \text{ m} + d$$

- **Nivel 2 ($6 \text{ m} \leq z \leq d$); 22 kN/m^3 , $\varphi'=32^\circ$**

$$\sigma_v = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4.30 \text{ m} + 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot d$$

En este estrato, aparece presión intersticial ya que el nivel freático se encuentra situado en una cota superior:

$$u = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot d$$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \sigma_v - u = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4.30 \text{ m} + 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot d - \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot d \right) \\ &= 127.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 12 \cdot d \end{aligned}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \frac{1 - \sin 32^\circ}{1 + \sin 32^\circ} = 0.3073$$

$$e'_a(d = 0 \text{ m}) = 0.3073 \cdot (127.05 + 12 \cdot 0) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073} = 37.38 \text{ kPa}$$

$$e'_a(d) = 0.3073 \cdot (127.05 + 12 \cdot d) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073} = (37.38 + 3.69 \cdot d) \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene los siguientes valores para el estrato de rellenos:

$$E'_{a1} = 37.38 \text{ kPa} \cdot d \text{ m} = \mathbf{(37.38 \cdot d) \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a1} = \frac{(3.69 \cdot d) \text{ kPa}}{2} \cdot d \text{ m} = \mathbf{(1.85 \cdot d^2) \text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E'a1} = \frac{d}{2} \text{ m}$$

$$d_{E'a2} = \frac{d}{3} \text{ m}$$

➤ Empujes pasivos. Intradós

Según la teoría de Rankine, el empuje pasivo en el intradós viene dado por:

$$e'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

Siendo σ'_v la tensión efectiva vertical, k_p el coeficiente de empuje pasivo y c' la cohesión efectiva, se procede a calcular la distribución de empujes activos en los estratos.

En los empujes pasivos, se tomará un coeficiente de minoración de 0.5 para quedar del lado de la seguridad.

El empuje pasivo empieza en el plano superior de los pilotes prefabricados, coincidiendo con el plano de apoyo del encepado, situado en la cota 5.30 m a la altura del nivel 1 de arcillas.

- **Nivel 1 ($0 \text{ m} \leq z \leq 0.7 \text{ m}$); 20.5 kN/m^3 , $\varphi'=28^\circ$**

Como en el caso anterior, los empujes pasivos los obtendremos mediante la teoría de Rankine, pero en este caso será necesario calcular el coeficiente de empuje pasivo. Por lo demás, se seguirá el mismo procedimiento de cálculo.

$$\sigma_v = 20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z \text{ m}$$

En este caso existe presión intersticial ya que el nivel freático aparece en una cota superior (4.38 m):



$$u = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot z$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 20.5 \frac{kN}{m^3} \cdot z - 10 \frac{kN}{m^3} \cdot z = (10.5 \cdot z) \frac{kN}{m^2}$$

El coeficiente de empujes pasivos viene dado por:

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.361} = 2.77$$

$$e'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

$$e'_p(z = 0 \text{ m}) = 2.77 \cdot (10.5 \cdot 0) + 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{2.77} = 12.48 \text{ kPa}$$

$$e'_p(z = 0.70 \text{ m}) = 2.77 \cdot (10.5 \cdot 0.70) + 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{2.77} = 32.84 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene los siguientes valores para el estrato de rellenos, tomando el coeficiente de seguridad mencionado anteriormente:

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 12.48 \text{ kPa} \cdot 0.70 \text{ m} = \mathbf{4.37 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{p2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(32.84 - 12.48) \text{ kPa}}{2} \cdot 0.70 \text{ m} = \mathbf{3.56 \text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E'_{p1}} = \frac{0.70 \text{ m}}{2} + d = 0.35 \text{ m} + d$$

$$d_{E'_{p2}} = \frac{0.70 \text{ m}}{3} + d = 0.23 \text{ m} + d$$

- **Nivel 2 ($0.70 \text{ m} \leq z \leq d$); 22 kN/m^3 , $\varphi' = 32^\circ$**

$$\sigma_v = 20.5 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.7 \text{ m} + 22 \frac{kN}{m^3} \cdot d \text{ m}$$

$$u = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot d$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 20.5 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.7 \text{ m} + 22 \frac{kN}{m^3} \cdot d \text{ m} - (10 \frac{kN}{m^3} \cdot d) = (14.35 + 12 \cdot d) \frac{kN}{m^2}$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.3073} = 3.2541$$

$$e'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

$$e'_p(d = 0 \text{ m}) = 3.2541 \cdot (14.35 + 12 \cdot 0) + 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3.2541} = 52.11 \text{ kPa}$$

$$e'_p(d) = 3.2541 \cdot (14.35 + 12 \cdot d) + 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3.2541} = (52.11 + 39.05 \cdot d) \text{ kPa}$$

$$E'_{p3} = \frac{1}{2} \cdot 52.11 \text{ kPa} \cdot d \text{ m} = \mathbf{(26.06 \cdot d) \text{ kN/m}}$$

$$E'_{p4} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(39.05 \cdot d) \text{ kPa}}{2} \cdot d \text{ m} = \mathbf{(9.76 \cdot d^2) \text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E'_{p1}} = \frac{d}{2} \text{ m}$$

$$d_{E'_{p2}} = \frac{d}{3} \text{ m}$$

A continuación se muestran resumidas las resultantes de los empujes en cada uno de los estratos, así como sus puntos de aplicación.

		Empuje	Punto de aplicación
Rellenos	E'_{a1}	4.61 kN/m	$5.15 \text{ m} + d$
	E'_{a2}	6.66 kN/m	$4.87 \text{ m} + d$
Nivel 1	E'_{a3}	16.98 kN/m	$3.41 \text{ m} + d$
	E'_{a4}	11.72 kN/m	$3.11 \text{ m} + d$
	E'_{a5}	57.23 kN/m	$1.26 \text{ m} + d$
	E'_{a6}	12.03 kN/m	$0.84 \text{ m} + d$
Nivel 2	E'_{a7}	$(37.38 \cdot d) \text{ kN/m}$	$\frac{d}{2} \text{ m}$
	E'_{a8}	$(1.85 \cdot d^2) \text{ kN/m}$	$\frac{d}{3} \text{ m}$

Tabla 2. Resumen empujes activos y puntos de aplicación.

		Empuje	Punto de aplicación
Nivel 1	E'_{p1}	4.37 kN/m	$0.35 \text{ m} + d$
	E'_{p2}	3.56 kN/m	$0.23 \text{ m} + d$
Nivel 2	E'_{p3}	$(26.06 \cdot d) \text{ kN/m}$	$\frac{d}{2} \text{ m}$
	E'_{p4}	$(9.76 \cdot d^2) \text{ kN/m}$	$\frac{d}{3} \text{ m}$

Tabla 3. Resumen empujes pasivos y puntos de aplicación.

3.1.2. Cálculo de la longitud de empotramiento

Como se ha mencionado anteriormente, la condición necesaria para realizar el sostenimiento de las tablestacas sin acodalamiento es que el momento producido en la base de la tablestaca por los empujes activos sea compensado por los pasivos. Por tanto, se ha de verificar la siguiente condición:

$$M_0 = \sum_{i=1}^n E'_{ai} \cdot d_{E'_{ai}} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} \cdot d_{E'_{pj}} = 0$$

Sustituyendo en dicha ecuación la relación de empujes y distancias obtenidos anteriormente y resumidos en las tablas 2 y 3, obtenemos una distancia de empotramiento necesaria $d = 8.175 \text{ m}$, lo que significa que el estrato del terreno del nivel 2 (con una potencia de 6 metros) no es suficiente para que los empujes activos que se producen sobre las tablestacas sean compensados por los pasivos, por lo que sería necesario empotrar las tablestacas en niveles inferiores y el cálculo realizado no sería correcto.

Además, el empotramiento real necesario sería igual a $E = 1.2 \cdot (0.7 + 8.175) = 10.65 \text{ metros}$, lo que significa una longitud de tablestaca empotrada en el terreno de 15.95 metros, cosa que produciría un momento máximo demasiado elevado y las dimensiones de la tablestaca (tanto el espesor, como la propia longitud) serían muy

grandes. Por tanto, se descarta la posibilidad de realizar el empotramiento sin ningún tipo de acodalamiento y se va a estudiar el caso con la colocación de puntales, reduciendo de esta forma la longitud de la tablestaca.

3.1.3. Excavación con acodalamiento

Se ha decidido realizar la excavación estableciendo una longitud de la tablestaca igual a 9 m, empotrando una longitud de 3 metros en el nivel 2 de arcillas. Teniendo en cuenta esto, la longitud de cálculo d' será igual a:

$$d' = \frac{9}{1.2} = 7.5 \text{ m}$$

El esquema de cálculo, con los estratos de terreno afectados por la tablestaca en este caso queda resumido en la figura 2:

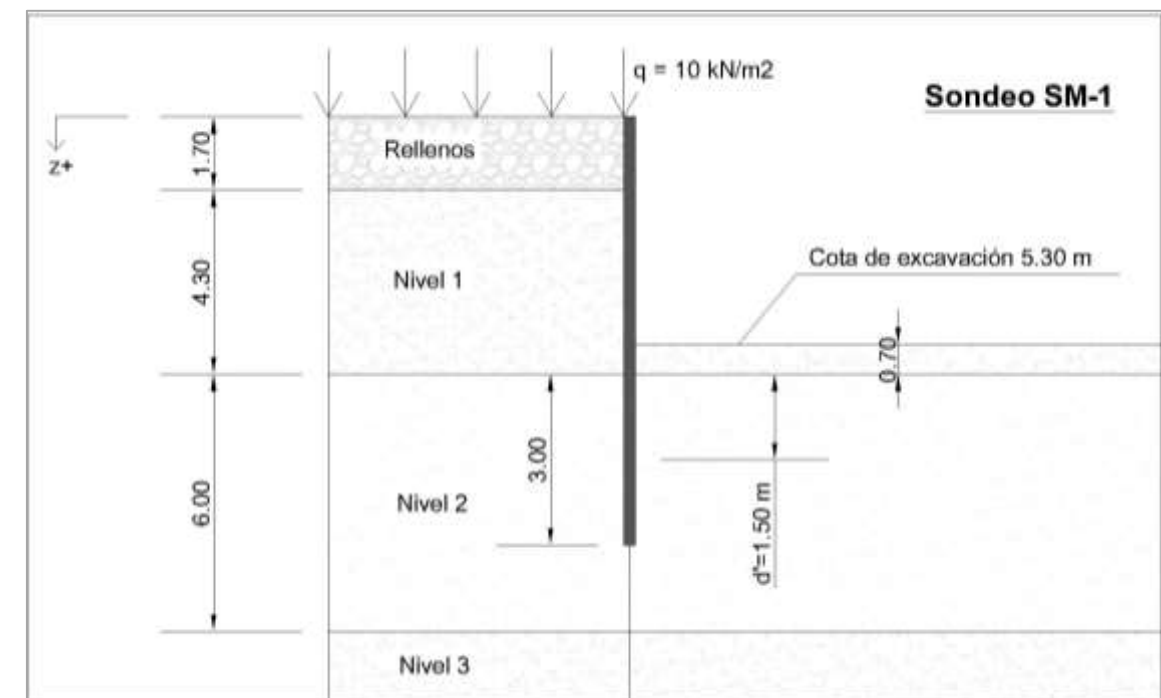


Figura 2. Terreno Sondeo SM-1 para excavación con acodalamiento y longitud de tablestaca establecida. Fuente: Imagen realizada con AutoCad.

➤ Empujes activos. Trasdós.

Al no variar el espesor del terreno considerado, los empujes son los mismos que los obtenidos en el apartado anterior, y en este caso, la longitud d empotrada que se establece en el apartado anterior como incógnita es igual a 1.50 metros.

A continuación, se muestran los empujes que actúan así como su punto de aplicación.

- **Rellenos ($0 \text{ m} \leq z \leq 1.70 \text{ m}$); 17 kN/m^3 , $\varphi' = 35^\circ$**



$$e'_a(z = 0 \text{ m}) = 0.271 \cdot \left(10 \frac{kN}{m^2} + 17 \frac{kN}{m^3} \cdot 0 \right) = 2.71 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 1.70 \text{ m}) = 0.271 \cdot \left(10 \frac{kN}{m^2} + 17 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.70 \text{ m} \right) = 10.54 \text{ kPa}$$

$$E'_{a1} = 2.71 \text{ kPa} \cdot 1.70 \text{ m} = \mathbf{4.61 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a2} = \frac{(10.54 - 2.71) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.70 \text{ m} = \mathbf{6.66 \text{ kN/m}}$$

$$d_{E'_{a1}} = \frac{1.70 \text{ m}}{2} + 4.30 \text{ m} + d = 5.15 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 6.65 \text{ m}$$

$$d_{E'_{a2}} = \frac{1.70 \text{ m}}{3} + 4.30 \text{ m} + d = 4.87 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 6.37 \text{ m}$$

- **Nivel 1 (1.70 m ≤ z ≤ 6 m); 20.5 kN/m³, φ'=28°**

$$e'_a(z = 1.70 \text{ m}) = 0.361 \cdot (20.5 \cdot 1.70 + 4.05) - 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{0.361} = 9.54 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 3.48 \text{ m}) = 0.361 \cdot (20.5 \cdot 3.48 + 4.05) - 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{0.361} = 22.71 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 6 \text{ m}) = 0.361 \cdot (10.5 \cdot 6 + 38.85) - 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{0.361} = 32.26 \text{ kPa}$$

$$E'_{a3} = 9.54 \text{ kPa} \cdot (3.48 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{16.98 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a4} = \frac{(22.71 - 9.54) \text{ kPa}}{2} \cdot (3.48 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{11.72 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a5} = 22.71 \text{ kPa} \cdot (6 - 3.48) \text{ m} = \mathbf{57.23 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a6} = \frac{(32.26 - 22.71) \text{ kPa}}{2} \cdot (6 - 3.48) \text{ m} = \mathbf{12.03 \text{ kN/m}}$$

$$d_{E'_{a3}} = \frac{(3.48 - 1.70) \text{ m}}{2} + (6 - 3.48) \text{ m} + d = 3.41 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 4.91 \text{ m}$$

$$d_{E'_{a4}} = \frac{(3.48 - 1.70) \text{ m}}{3} + (6 - 3.48) \text{ m} + d = 3.11 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 4.61 \text{ m}$$

$$d_{E'_{a5}} = \frac{(6 - 3.48) \text{ m}}{2} + d = 1.26 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 2.76 \text{ m}$$

$$d_{E'_{a6}} = \frac{(6 - 3.48) \text{ m}}{3} + d = 0.84 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 2.34 \text{ m}$$

- **Nivel 2 (6 m ≤ z ≤ d); 22 kN/m³, φ'=32°**

$$e'_a(d = 0 \text{ m}) = 0.3073 \cdot (127.05 + 12 \cdot 0) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073} = 37.38 \text{ kPa}$$

$$e'_a(d = 1.50 \text{ m}) = 0.3073 \cdot (127.05 + 12 \cdot d) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073} = (37.38 + 3.69 \cdot d) \text{ kPa}$$

$$E'_{a7} = 37.38 \text{ kPa} \cdot 1.50 \text{ m} = \mathbf{56.07 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a8} = \frac{(3.69 \cdot 1.50) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.50 \text{ m} = \mathbf{4.16 \text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E'_{a7}} = \frac{1.50 \text{ m}}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$d_{E'_{a8}} = \frac{1.50 \text{ m}}{3} = 0.50 \text{ m}$$

➤ Empujes pasivos. Intradós

- **Nivel 1 (0 m ≤ z ≤ 0.7 m); 20.5 kN/m³, φ'=28°**

$$e'_p(z = 0 \text{ m}) = 2.77 \cdot (10.5 \cdot 0) + 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{2.77} = 12.48 \text{ kPa}$$

$$e'_p(z = 0.70 \text{ m}) = 2.77 \cdot (10.5 \cdot 0.70) + 2 \cdot 3.75 \cdot \sqrt{2.77} = 32.84 \text{ kPa}$$

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 12.48 \text{ kPa} \cdot 0.70 \text{ m} = \mathbf{4.37 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{p2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(32.84 - 12.48) \text{ kPa}}{2} \cdot 0.70 \text{ m} = \mathbf{3.56 \text{ kN/m}}$$

$$d_{E'_{p1}} = \frac{0.70 \text{ m}}{2} + d = 0.35 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 1.85 \text{ m}$$



$$d_{E'p2} = \frac{0.70 \text{ m}}{3} + d = 0.23 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 1.73 \text{ m}$$

- **Nivel 2 (0.70 m ≤ z ≤ d); 22 kN/m³, φ'=32°**

$$e'_p(d = 0 \text{ m}) = 3.2541 \cdot (14.35 + 12 \cdot 0) + 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3.2541} = 52.11 \text{ kPa}$$

$$e'_p(d = 1.50 \text{ m}) = 3.2541 \cdot (14.35 + 12 \cdot d) + 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3.2541} = (52.11 + 39.05 \cdot d) \text{ kPa}$$

$$E'_{p3} = \frac{1}{2} \cdot 52.11 \text{ kPa} \cdot 1.50 \text{ m} = \mathbf{39.09 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{p4} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(39.05 \cdot 1.50) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.50 \text{ m} = \mathbf{21.96 \text{ kN/m}}$$

$$d_{E'p3} = \frac{1.50}{2} \text{ m} = 0.75 \text{ m}$$

$$d_{E'p4} = \frac{1.50}{3} \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

		Empuje	Punto de aplicación	Momento (kN·m/m)
Rellenos	E'_{a1}	4.61 kN/m	6.65 m	30.66
	E'_{a2}	6.66 kN/m	6.37 m	42.42
Nivel 1	E'_{a3}	16.98 kN/m	4.91 m	83.37
	E'_{a4}	11.72 kN/m	4.61 m	54.03
	E'_{a5}	57.23 kN/m	2.76 m	157.95
	E'_{a6}	12.03 kN/m	2.34 m	28.15
Nivel 2	E'_{a7}	56.07 kN/m	0.75 m	42.05
	E'_{a8}	4.16 kN/m	0.50 m	2.08

Tabla 4. Resumen empujes activos y puntos de aplicación.

		Empuje	Punto de aplicación	Momento (kN·m/m)
Nivel 1	E'_{p1}	4.37 kN/m	1.85 m	8.08
	E'_{p2}	3.56 kN/m	1.73 m	6.16
Nivel 2	E'_{p3}	39.09 kN/m	0.75 m	29.32
	E'_{p4}	21.96 kN/m	0.50 m	10.98

Tabla 5. Resumen empujes pasivos y puntos de aplicación.

Por tanto, el momento resultante de los empujes activos y pasivos respectivamente en la base de la tablestaca es igual a:

$$M_{a0} = \mathbf{440.72 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}$$

$$M_{p0} = \mathbf{54.54 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}$$

3.1.4. Cálculo del acodalamiento

En este caso, la condición necesaria será de nuevo un momento nulo en la base de la tablestaca, considerando el momento producido por el acodalamiento. Con esta condición, obtendremos el valor necesario del acodalamiento.

$$M_0 = \sum_{i=1}^n E'_{ai} \cdot d_{E'_{ai}} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} \cdot d_{E'_{pj}} - F \cdot x = 0$$

Por tanto, despejando la incógnita F, se obtiene la fuerza necesaria que debe ejercer el puntal o puntales a colocar:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n E'_{ai} \cdot d_{E'_{ai}} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} \cdot d_{E'_{pj}}}{x} = \frac{(M_{a0} - M_{p0})}{x}$$

Sustituyendo y siendo la distancia de la fuerza F a la base de la tablestaca aproximadamente de $x \approx 6 \text{ m}$, es decir, que los anclajes se coloquen a una distancia aproximada de 1.5 metros por debajo de la superficie del terreno:

$$F = \frac{440.72 \text{ kN} \cdot \text{m/m} - 54.54 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}{6 \text{ m}} = 64.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \sim 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Quedando del lado de la seguridad)}$$

Por tanto, será necesario un acodalamiento, que proporcione 100 kN/m a lo largo del paramento de la excavación, por ejemplo mediante un mecanismo de anclajes situados a 1.5 metros de la superficie del terreno y dispuestos de forma que proporcionen la fuerza necesaria por metro lineal. Por ejemplo, podríamos colocar un anclaje cada 2 metros que sea capaz de transmitir una fuerza de acodalamiento de 200 kN.

3.1.5. Elección de la tablestaca

En cuanto a la elección del perfil de la tablestaca metálica deberemos tener en cuenta el momento máximo que se produce en la misma, el cual coincide con el punto de cortante nulo, posteriormente obtendremos el módulo de sección requerido por el perfil metálico. El cortante se anula en el punto donde se igualan el empuje pasivo y el activo.

El punto de cortante nulo se encuentra acotado entre la profundidad 5.30 y 7.50 metros, ya que deben movilizarse empujes pasivos para poder verificar esta condición. Establecemos el punto donde se produce el cortante nulo como x_0 .

- **Empujes activos en el relleno**

$$E'_{a1} = 2.71 \text{ kPa} \cdot 1.70 \text{ m} = \mathbf{4.61 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a2} = \frac{(10.54 - 2.71) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.70 \text{ m} = \mathbf{6.66 \text{ kN/m}}$$

- **Empujes activos sobre el nivel 1**

$$E'_{a3} = 9.54 \text{ kPa} \cdot (3.48 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{16.98 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a4} = \frac{(22.71 - 9.54) \text{ kPa}}{2} \cdot (3.48 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{11.72 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a5} = 22.71 \text{ kPa} \cdot (6 - 3.48) \text{ m} = \mathbf{57.23 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a6} = \frac{(32.26 - 22.71) \text{ kPa}}{2} \cdot (6 - 3.48) \text{ m} = \mathbf{12.03 \text{ kN/m}}$$

- **Empujes activos sobre el nivel 2**

$$e'_a = 0.3073 \cdot (55.05 + 12 \cdot x_0) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073}$$

$$E'_{a7} = 37.38 \text{ kPa} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = \mathbf{(37.38 \cdot x_0 - 224.28) \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a8} = \frac{3.69 \cdot (x_0 - 6) \text{ kPa}}{2} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = \mathbf{(1.85 \cdot x_0^2 - 22.2 \cdot x_0 + 66.6) \text{ kN/m}}$$

- **Empujes pasivos sobre el nivel 1**

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 12.48 \text{ kPa} \cdot 0.70 \text{ m} = \mathbf{4.37 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{p2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(32.84 - 12.48) \text{ kPa}}{2} \cdot 0.70 \text{ m} = \mathbf{3.56 \text{ kN/m}}$$

- **Empujes pasivos sobre el nivel 2**

$$E'_{p3} = \frac{1}{2} \cdot 52.11 \text{ kPa} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = \mathbf{(26.06 \cdot x_0 - 156.36) \text{ kN/m}}$$

$$E'_{p4} = \frac{1}{2} \cdot \frac{39.04 \cdot (x_0 - 6) \text{ kPa}}{2} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = \mathbf{(9.76 \cdot x_0^2 - 117.12 \cdot x_0 + 351.36) \text{ kN/m}}$$

Sustituyendo todo lo anterior en la siguiente expresión obtenemos la profundidad donde se produce el cortante nulo, se ha de considerar además el empuje que ejerce el acodamiento sobre las tablestacas de forma que:

$$\sum_{i=1}^n E'_{ai} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} - F, \text{ de donde se deduce que } x_0 = 5.89 \text{ m}$$

Siendo en este punto el momento máximo producido por cada uno de estos empujes:

$$M_{\text{máx}} = \sum_{i=1}^n E'_{ai} \cdot d_{E'_{ai}-x_0} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} \cdot d_{E'_{pj}-x_0} - F \cdot x_0 = 218.24 - 1.50 - 439 = \mathbf{-222.26 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}$$

Para encontrar el punto en el que se anula el cortante es necesario considerar el empuje que ejerce el acodamiento sobre la tablestaca, ya que si no se considera (cálculo que quedaría del lado de la seguridad) el cortante se anula en una profundidad mayor a la que se ha calculado el empotramiento de las tablestacas.

Por ello, en el cálculo del momento máximo se introduce también aquel ejercido por dicho acodamiento, el cual es de una magnitud mayor que los ejercidos por los diferentes empujes del terreno en dicho punto. Así, que quedando del lado de la seguridad se ha elegido tomar unas tablestacas capaces de resistir un momento máximo de 250 kN·m/m.

La tensión máxima admisible σ_{adm} viene determinada por el límite elástico del acero, que en este caso se trata de una tablestaca de acero S355. Adoptando un coeficiente de seguridad igual a $\gamma = 1.15$, la tensión admisible es:

$$\sigma_{adm} = \frac{355 \text{ MPa}}{1.15} = 308.70 \text{ MPa}$$

Y por tanto, el módulo resistente de sección requerido por las tablestacas es el siguiente:

$$W = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{adm}} = \frac{250 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}{308.70 \cdot 10^3 \text{ kPa}} = 8.1 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{m}} = 809.85 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Consultando un catálogo de tablestacas ArcelorMittal o similar, la tablestaca que cumple con el módulo de sección requerido se trata de una sección en U con código AU 14 o similar, como la representada en la figura siguiente y con las siguientes características:

- b (Ancho) = 750 mm
- h (Alto) = 408 mm
- t (Espesor) = 10 mm
- s (Espesor) = 8.3 mm
- A (Área de sección) = 132 cm²/m

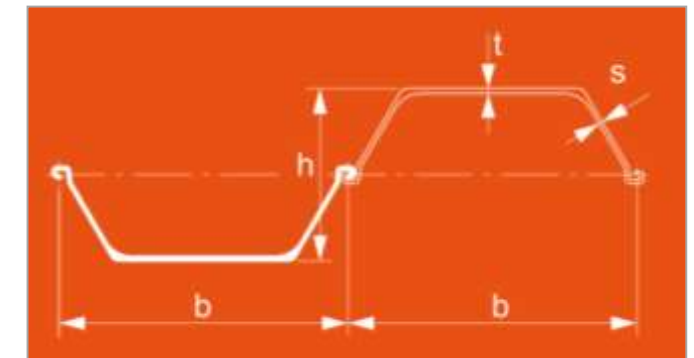


Figura 3. Tablestaca escogida modelo ESC-EU28 o similar.

3.2. Estribo sondeo sm-2 norte

En este caso, existen algunas diferencias en el cálculo de los empujes sobre las tablestacas respecto a lo calculado para el otro estribo del puente. Los terrenos presentes en este estribo, las características y parámetros de los cuales se muestran en el "Informe geotécnico", son diferentes a los anteriores en los dos niveles superiores. Se trata de rellenos muy compactos que podrían incluso asimilarse a rellenos de hormigón y un nivel 1 formado por material granular, mientras que en el estribo del Sondeo SM-1 únicamente aparecían arcillas por debajo de los rellenos. Estas diferencias variarán singularmente el resultado del cálculo de la estabilidad de las tablestacas.

Además, simplificando el cálculo no se considerará en este caso la posibilidad de realizar la excavación sin acodamiento, ya que como se comprobó en el anterior apartado sería necesaria una longitud de empotramiento demasiado elevada para la envergadura de la obra. Por lo que se tomará como referencia la longitud de tablestacas establecida en el otro estribo.

Esto supone una longitud real de empotramiento igual a 9 metros, considerando en el cálculo una longitud de 7.50 metros que supone una distancia empotrada en el nivel 2 igual a 1.50 metros. La cota de excavación corresponde también a los 5.30 metros y la distancia a la que se colocan los acodamientos será de igual forma a 1.50 metros de la cota del terreno. En este caso, el nivel freático aparece a la cota 1.95 metros ya que existe material granular en el nivel 1 que podría almacenar agua, para realizar un cálculo más real y simplificado consideraremos el nivel freático en el techo del estrato del nivel 1.

3.2.1. Excavación con acodamiento

Como hemos mencionado, los rellenos que encontramos en el primer estrato del terreno que aparece en este estribo están formados por un material granular muy compacto, lo que supone un peso específico mayor que el considerado anteriormente. Además, las características del nivel 1 cambian por completo al tratarse de un material granular en este caso.

Por lo que respecta al modelo del terreno considerado, distancias, etc. no varía, pudiendo asimilarse de la misma forma que el anterior tal y como se observa en la siguiente imagen.

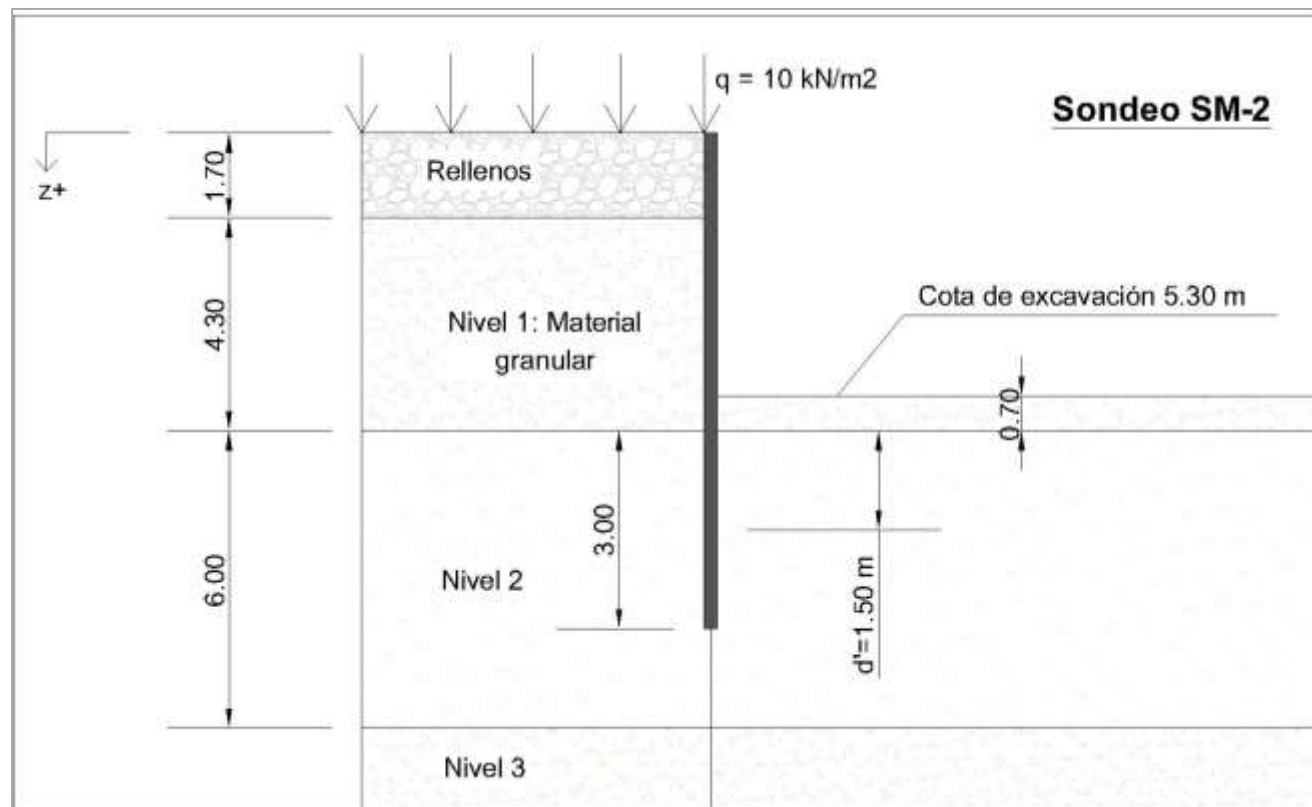


Figura 4. Terreno Sondeo SM-1 para excavación con acodamiento y longitud de tablestaca establecida. Fuente: Imagen realizada con AutoCad.

	Peso específico seco (kN/m ³)	Peso específico saturado (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento efectivo (°)	Cohesión
Rellenos	25	25	35	0
Nivel 1	18.70	19.20	28	0
Nivel 2	22	12	32	1.5

Tabla 6. Características del terreno Sondeo SM-2

➤ Empujes activos. Trasdós.

- **Rellenos ($0 \text{ m} \leq z \leq 1.70 \text{ m}$); 25 kN/m^3 , $\varphi' = 35^\circ$**

Calcularemos en primer lugar las tensiones efectivas en el terreno de cada estrato, para posteriormente calcular los empujes según la teoría de Rankine.

$$\sigma_v = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z$$

En este estrato, la presión intersticial es nula debido a la ausencia de nivel freático:

$$u = 0$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por la siguiente expresión:

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.271$$

El empuje unitario en función de la profundidad z será igual a:

$$e'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} = 0.271 \cdot \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z \right)$$

De esta forma, el empuje en el techo del estrato:

$$e'_a(z = 0 \text{ m}) = 0.271 \cdot \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0 \right) = 2.71 \text{ kPa}$$

Y el empuje en el muro del estrato:



$$e'_a(z = 1.70 \text{ m}) = 0.271 \cdot \left(10 \frac{kN}{m^2} + 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.70 \text{ m} \right) = 14.23 \text{ kPa}$$

$$E'_{a1} = 2.71 \text{ kPa} \cdot 1.70 \text{ m} = \mathbf{4.61 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a2} = \frac{(14.23 - 2.71) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.70 \text{ m} = \mathbf{9.80 \text{ kN/m}}$$

$$d_{E'_{a1}} = \frac{1.70 \text{ m}}{2} + 4.30 \text{ m} + d = 5.15 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 6.65 \text{ m}$$

$$d_{E'_{a2}} = \frac{1.70 \text{ m}}{3} + 4.30 \text{ m} + d = 4.87 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 6.37 \text{ m}$$

- **Nivel 1 (1.70 m ≤ z ≤ 6 m); 19.20 kN/m³, φ'=28°**

Realizaremos el mismo procedimiento que en el caso anterior para calcular finalmente el empuje del terreno de este estrato sobre las tablestacas.

$$\sigma_v = 10 \frac{kN}{m^2} + 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 19.2 \frac{kN}{m^3} \cdot (z - 1.70)$$

En este estrato, aparece ya la presión intersticial en todo el estrato ya que hemos considerado el N.F. en la cota 1.70 metros (únicamente para simplificar este cálculo, el nivel freático real en este estribo está en la cota 1.95 metros):

$$u = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot (z - 1.70)$$

$$\begin{aligned} \sigma'_v = \sigma_v - u &= 10 \frac{kN}{m^2} + 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 19.2 \frac{kN}{m^3} \cdot (z - 1.70) - (10 \frac{kN}{m^3} \cdot (z - 1.70)) \\ &= (9.20 \cdot z + 36.86) \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = 0.361$$

$$e'_a(z = 1.70 \text{ m}) = 0.361 \cdot (9.20 \cdot 1.70 + 36.86) = 18.95 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 6 \text{ m}) = 0.361 \cdot (9.20 \cdot 6 + 36.86) = 33.23 \text{ kPa}$$

$$E'_{a3} = 18.95 \text{ kPa} \cdot (6 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{81.49 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a4} = \frac{(33.23 - 18.95) \text{ kPa}}{2} \cdot (6 - 1.70) \text{ m} = \mathbf{30.70 \text{ kN/m}}$$

$$d_{E'_{a3}} = \frac{(6 - 1.70) \text{ m}}{2} + d = 2.15 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 3.65 \text{ m}$$

$$d_{E'_{a4}} = \frac{(6 - 1.70) \text{ m}}{3} + d = 1.43 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 2.93 \text{ m}$$

- **Nivel 2 (6 m ≤ z ≤ d); 22 kN/m³, φ'=32°**

$$\sigma_v = 10 \frac{kN}{m^2} + 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 19.2 \frac{kN}{m^3} \cdot 4.30 \text{ m} + 22 \frac{kN}{m^3} \cdot d$$

En este estrato, aparece presión intersticial ya que el nivel freático se encuentra situado en una cota superior:

$$u = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot d$$

$$\begin{aligned} \sigma'_v = \sigma_v - u &= 10 \frac{kN}{m^2} + 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.70 \text{ m} + 19.2 \frac{kN}{m^3} \cdot 4.30 \text{ m} + 22 \frac{kN}{m^3} \cdot d - \left(10 \frac{kN}{m^3} \cdot d \right) \\ &= 135.06 \frac{kN}{m^2} + 12 \cdot d \end{aligned}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \frac{1 - \sin 32^\circ}{1 + \sin 32^\circ} = 0.3073$$

$$e'_a(d = 0 \text{ m}) = 0.3073 \cdot (135.06 + 12 \cdot 0) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073} = 39.84 \text{ kPa}$$

$$e'_a(d = 1.50 \text{ m}) = 0.3073 \cdot (135.06 + 12 \cdot 1.50) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073} = 45.37 \text{ kPa}$$

$$E'_{a5} = 39.84 \text{ kPa} \cdot 1.50 \text{ m} = \mathbf{59.76 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a6} = \frac{(45.37 - 39.84) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.50 \text{ m} = \mathbf{4.15 \text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E'_{a5}} = \frac{1.50}{2} \text{ m} = 0.75 \text{ m}$$

$$d_{E'a6} = \frac{1.50}{3} m = 0.50 m$$

➤ Empujes pasivos. Intradós

○ Nivel 1 (0 m ≤ z ≤ 0.7 m); 19.20 kN/m³, φ'=28°

Como en el caso anterior, los empujes pasivos los obtendremos mediante la teoría de Rankine, pero en este caso será necesario calcular el coeficiente de empuje pasivo. Por lo demás, se seguirá el mismo procedimiento de cálculo.

$$\sigma_v = 19.20 \frac{kN}{m^3} \cdot z m$$

En este caso existe presión intersticial ya que el nivel freático aparece en una cota superior:

$$u = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot z$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 19.20 \frac{kN}{m^3} \cdot z - 10 \frac{kN}{m^3} \cdot z = (9.20 \cdot z) \frac{kN}{m^2}$$

El coeficiente de empujes pasivos viene dado por:

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.361} = 2.77$$

$$e'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

$$e'_p(z = 0 m) = 2.77 \cdot (9.20 \cdot 0) = 0 kPa$$

$$e'_p(z = 0.70 m) = 2.77 \cdot (9.20 \cdot 0.70) = 17.84 kPa$$

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{17.84 kPa}{2} \cdot 0.70 m = 3.12 kN/m$$

$$d_{E'p1} = \frac{0.70 m}{3} + d = 0.23 m + 1.50 m = 1.73 m$$

○ Nivel 2 (0.70 m ≤ z ≤ d); 22 kN/m³, φ'=32°

$$\sigma_v = 19.20 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.7 m + 22 \frac{kN}{m^3} \cdot d m$$

$$u = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot d$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 19.20 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.7 m + 22 \frac{kN}{m^3} \cdot d m - (10 \frac{kN}{m^3} \cdot d) = (13.44 + 12 \cdot d) \frac{kN}{m^2}$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.3073} = 3.2541$$

$$e'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

$$e'_p(d = 0 m) = 3.2541 \cdot (13.44 + 12 \cdot 0) + 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3.2541} = 49.15 kPa$$

$$e'_p(d = 1.50 m) = 3.2541 \cdot (13.44 + 12 \cdot 1.50) + 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3.2541} = 107.72 kPa$$

$$E'_{p2} = \frac{1}{2} \cdot 49.15 kPa \cdot 1.50 m = 36.86 kN/m$$

$$E'_{p3} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(107.72 - 49.15) kPa}{2} \cdot 1.50 m = 21.96 kN/m$$

$$d_{E'p2} = \frac{1.50}{2} m = 0.75 m$$

$$d_{E'p3} = \frac{1.50}{3} m = 0.50 m$$

		Empuje	Punto de aplicación	Momento (kN·m/m)
Rellenos	E'a1	4.61 kN/m	6.65 m	30.66
	E'a2	9.80 kN/m	6.37 m	62.43
Nivel 1	E'a3	81.49 kN/m	3.65 m	297.44
	E'a4	30.70 kN/m	2.93 m	89.95
Nivel 2	E'a5	59.76 kN/m	0.75 m	44.82
	E'a6	4.15 kN/m	0.50 m	2.08

Tabla 7. Resumen empujes activos y puntos de aplicación.

		Empuje	Punto de aplicación	Momento (kN·m/m)
Nivel 1	E'_{p1}	3.12 kN/m	1.73 m	5.40
Nivel 2	E'_{p2}	36.86 kN/m	0.75 m	27.65
	E'_{p3}	21.76 kN/m	0.50 m	10.88

Tabla 8. Resumen empujes pasivos y puntos de aplicación.

Por tanto, el momento resultante de los empujes activos y pasivos respectivamente en la base de la tablestaca es igual a:

$$M_{a0} = 527.38 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{p0} = 43.93 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3.2.2. Cálculo del acodalamiento

La condición necesaria será de nuevo un momento nulo en la base de la tablestaca, considerando el momento producido por el acodalamiento. Con esta condición, obtendremos el valor necesario del acodalamiento.

$$M_0 = \sum_{i=1}^n E'_{ai} \cdot d_{E'_{ai}} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} \cdot d_{E'_{pj}} - F \cdot x = 0$$

Por tanto, despejando la incógnita F, se obtiene la fuerza necesaria que debe ejercer el puntal o puntales a colocar:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n E'_{ai} \cdot d_{E'_{ai}} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} \cdot d_{E'_{pj}}}{x} = \frac{(M_{a0} - M_{p0})}{x}$$

Sustituyendo y siendo la distancia de la fuerza F a la base de la tablestaca aproximadamente de 6 m, es decir, que los anclajes se coloquen a una distancia aproximada de 1.5 metros por debajo de la superficie del terreno:

$$F = \frac{527.38 \text{ kN} \cdot \text{m/m} - 43.93 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}{6 \text{ m}} = 80.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \sim 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Quedando del lado de la seguridad)}$$

Por tanto será necesario un acodalamiento, que proporcione 100 kN/m a lo largo del paramento de la excavación, por ejemplo mediante un mecanismo de anclajes situados a 1.5 metros de la superficie del terreno y dispuestos de forma que proporcionen la fuerza necesaria por metro lineal. Por ejemplo, podríamos colocar un anclaje cada 2 metros que sea capaz de transmitir una fuerza de acodalamiento de 200 kN.

3.2.3. Elección de la tablestaca

En cuanto a la elección del perfil de la tablestaca metálica deberemos tener en cuenta el momento máximo que se produce en la misma, el cual coincide con el punto de cortante nulo, posteriormente obtendremos el módulo

de sección requerido por el perfil metálico. El cortante se anula en el punto donde se igualan el empuje pasivo y el activo.

El punto de cortante nulo se encuentra acotado entre la profundidad 5.30 y 7.50 metros, ya que deben movilizarse empujes pasivos para poder verificar esta condición. Establecemos el punto donde se produce el cortante nulo como x_0 .

- *Empujes activos en el relleno*

$$E'_{a1} = 2.71 \text{ kPa} \cdot 1.70 \text{ m} = 4.61 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a2} = \frac{(14.23 - 2.71) \text{ kPa}}{2} \cdot 1.70 \text{ m} = 9.80 \text{ kN/m}$$

- *Empujes activos sobre el nivel 1*

$$E'_{a3} = 18.95 \text{ kPa} \cdot (6 - 1.70) \text{ m} = 81.49 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a4} = \frac{(33.23 - 18.95) \text{ kPa}}{2} \cdot (6 - 1.70) \text{ m} = 30.70 \text{ kN/m}$$

- *Empujes activos sobre el nivel 2*

$$e'_a = 0.3073 \cdot (63.06 + 12 \cdot x_0) - 2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{0.3073}$$

$$E'_{a1} = 39.84 \text{ kPa} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = (39.84 \cdot x_0 - 239.04) \text{ kN/m}$$

$$E'_{a1} = \frac{(3.69 \cdot x_0 - 22.12) \text{ kPa}}{2} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = (1.85 \cdot x_0^2 - 22.16 \cdot x_0 + 66.36) \text{ kN/m}$$

- *Empujes pasivos sobre el nivel 1*

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{17.84 \text{ kPa}}{2} \cdot 0.70 \text{ m} = 3.12 \text{ kN/m}$$

- *Empujes pasivos sobre el nivel 2*

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 49.15 \text{ kPa} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = (24.58 \cdot x_0 - 147.45) \text{ kN/m}$$

$$E'_{a1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(9.76 \cdot x_0 - 58.58) \text{ kPa}}{2} \cdot (x_0 - 6) \text{ m} = (9.76 \cdot x_0^2 - 117.14 \cdot x_0 + 351.48) \text{ kN/m}$$

Sustituyendo todo lo anterior en la siguiente expresión obtenemos la profundidad donde se produce el cortante nulo, se ha de considerar además el empuje que ejerce el acodalamiento sobre las tablestacas de forma que:

$$\sum_{i=1}^n E'_{ai} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} - F, \text{ de donde se deduce que } x_0 = 5 \text{ m}$$

Al haberse considerado el empuje que ejerce el acodamiento, el cortante se anula en una cota superior al intervalo que habíamos previsto anteriormente, esto se debe a que el acodamiento es capaz por sí sólo de compensar los empujes activos que se producen antes de que aparezcan los empujes pasivos, ya que estos tienen un valor mucho menor y no son suficientes para compensarlos.

		<i>Empuje</i>	<i>Punto de aplicación</i>	<i>Momento (kN·m/m)</i>
Rellenos	E'_{a1}	4.61 kN/m	4.15 m	19.13
	E'_{a2}	9.80 kN/m	3.87 m	37.93
Nivel 1	E'_{a3}	62.54 kN/m	1.65 m	103.19
	E'_{a4}	18.09 kN/m	1.10 m	19.90
				180.15 kN·m/m

Siendo en este punto el momento máximo producido por cada uno de estos empujes:

$$M_{m\acute{a}x} = \sum_{i=1}^n E'_{ai} \cdot d_{E'_{ai}-x_0} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} \cdot d_{E'_{pj}-x_0} - F \cdot x_0 = 180.15 - 0 - 350 = -170 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Para encontrar el punto en el que se anula el cortante es necesario considerar el empuje que ejerce el acodamiento sobre la tablestaca, ya que si no se considera (cálculo que quedaría del lado de la seguridad) el cortante se anula en una profundidad mayor a la que se ha calculado el empotramiento de las tablestacas.

Por ello, en el cálculo del momento máximo se introduce también aquel ejercido por dicho acodamiento, el cual es de una magnitud mayor que los ejercidos por los diferentes empujes del terreno en dicho punto. Así, que quedando del lado de la seguridad se ha elegido tomar unas tablestacas capaces de resistir un momento máximo de 200 kN·m/m, pero puesto que las elegidas en el apartado anterior para el otro estribo requerían resistir un momento máximo mayor, tomaremos para este estribo las mismas características de las tablestacas, ya que este modelo es aquel con las características menores.

$$\sigma_{adm} = \frac{355 \text{ MPa}}{1.15} = 308.70 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\sigma_{adm}} = \frac{250 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}{308.70 \cdot 10^3 \text{ kPa}} = 8.1 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{m}} = 809.85 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Consultando un catálogo de tablestacas ArcelorMittal o similar, la tablestaca que cumple con el módulo de sección requerido se trata de una sección en U con código AU 14 o similar, como la representada en la figura siguiente y con las siguientes características:

- b (Ancho) = 750 mm
- h (Alto) = 408 mm
- t (Espesor) = 10 mm
- s (Espesor) = 8.3 mm
- A (Área de sección) = 132 cm²/m

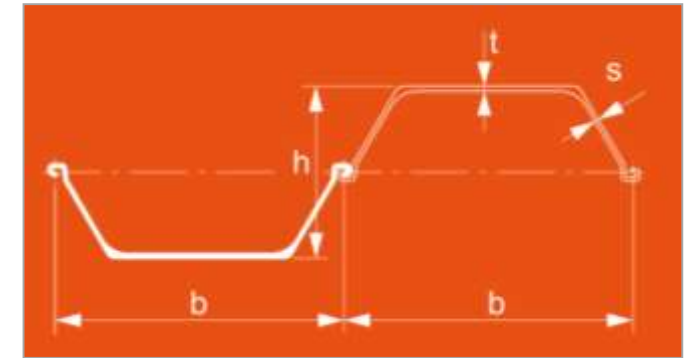


Figura 5. Tablestaca escogida modelo ESC-EU28 o similar.

4. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

4.1 Introducción

En este apartado, se lleva a cabo la definición geométrica completa, tanto del estribo norte como como del estribo sur. Se caracterizan y se concretizan todos sus elementos, los cuales son: muro, encepado y pilotes (ya que como se ha comentado anteriormente, se trata de una cimentación profunda).

En ambos estribos se opta por un mismo tipo (figura 6), es decir, se realizan estribos de hormigón armado de tipología zapata corrida que recoge los apoyos del puente (apoyos de neopreno centrados en el muro del estribo). Los dos estribos son similares en cuanto a tipología y ejecución. Lo más característico de ambos es que el estribo deben dar continuidad al cajado de la rambla existente, y por lo tanto tendremos, por una parte el muro cajero de la rambla y por otra, el muro del estribo donde se encuentran las cargas centradas (que recibe del puente) ya que se encuentran separados dicho paramento de los apoyos que se mencionan anteriormente.

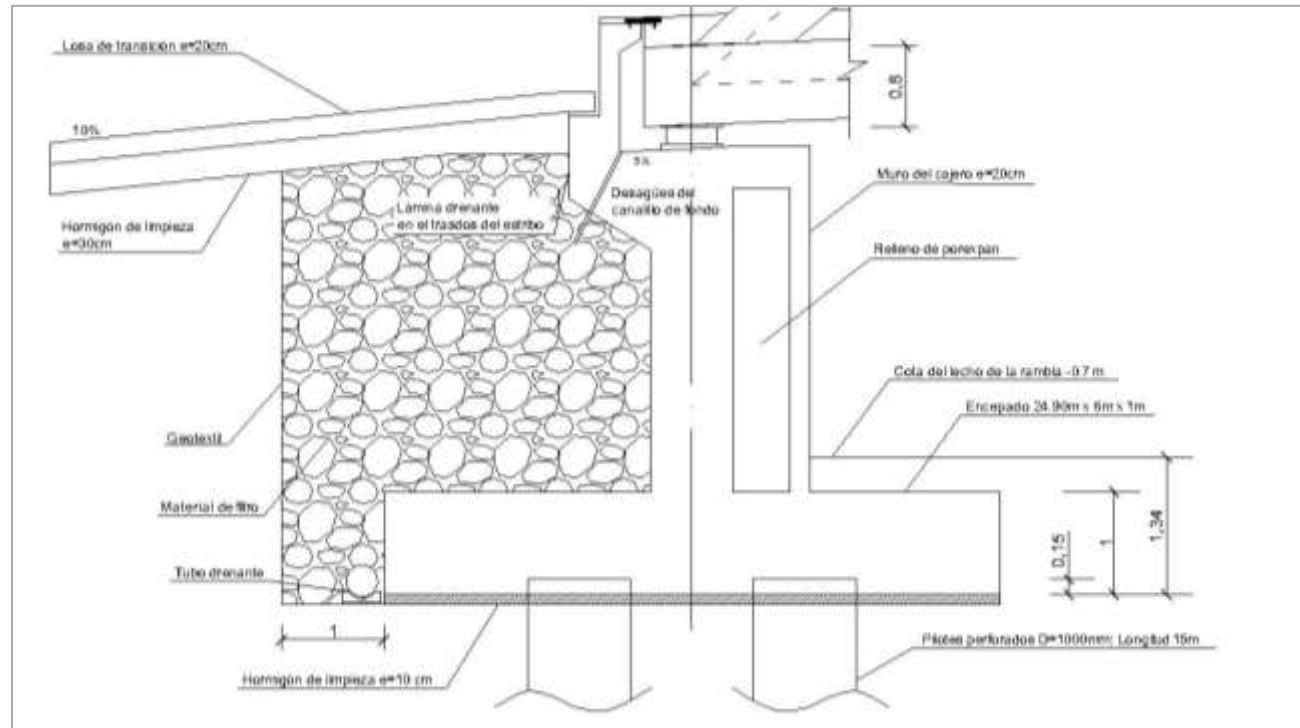


Figura 6. Elaboración propia de la tipología de ambos estribos. Fuente: Imagen obtenida a partir de AutoCAD.

Se pasa a definir los dos estribos, tanto el norte como el sur, ya que son similares.

4.2 Definición geométrica (estribo norte y estribo sur)

Como se ha dicho, se plantea el desarrollo de ambos estribos de igual manera ya que tanto en cota como en geometría son similares, siendo estribos de hormigón armado de zapata corrida. Todo lo definido ahora será realizado en ambos.

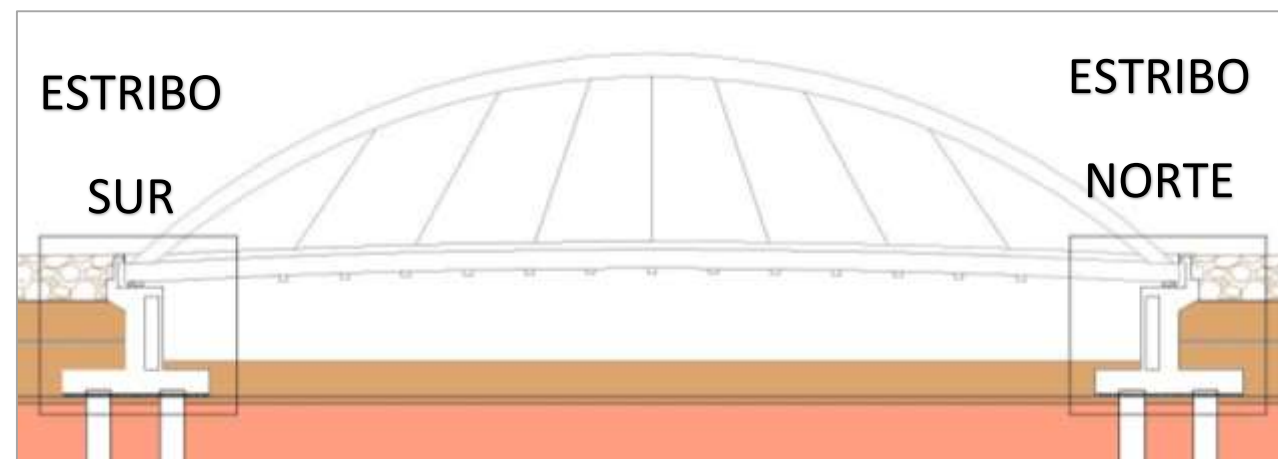


Figura 7. Localización de ambos estribos en el alzado de la estructura (vista desde el mar). Fuente: Elaboración propia sobre alzado de la estructura con AutoCAD.

Lo más peculiar de este trabajo en concreto es la separación de 1.15 m entre el paramento visto en la rambla de la subestructura y los apoyos donde se transmiten las cargas del puente al muro principal del estribo. Esto se soluciona con un aligeramiento de Porexpan (similar al utilizado en los tableros aligerados de puentes) entre el muro cajero y el muro principal que recibe las cargas. Los estribos, por tanto, estarán formados por un muro principal y un muro cajero (entre ellos el porexpan mencionado) que se apoyan en un encepado rígido, el cual transmite las cargas que le llegan del puente y peso del muro (centradas) y las del muro cajero y porexpan (descentradas), y finalmente un grupo de pilotes que se unen en cabeza al encepado (pilotes que se suponen articulados en cabeza para simplificar muchos cálculos posteriores ya que es un Anteproyecto). Además, el plano de la base del encepado, donde se unirán el grupo de pilotes y el encepado, se encuentra a 5.3 m de la superficie.

Concretamente, el muro tendrá unos 3.7 m de altura desde el entronque con el encepado hasta la cara superior donde se encontrarán los apoyos de neopreno que transmiten las cargas provocadas por el puente. En el cual también se apoyarán el murete de guarda de 0.6 m de altura y otra serie de elementos desagües de canalillo de fondo, juntas... El muro tendrá un espesor de 0.8 m y una longitud de 24.9 m (la cual en muchos cálculos posteriores se aproxima a 25 m para simplificar el cálculo ya que se trata de un Anteproyecto, pero siempre del lado de la seguridad). Dicho muro contendrá en el trasdós a un relleno granular, este relleno granular estará desde 1 m a partir de la esquina inferior del encepado, tal y como se muestra en la figura 6 anteriormente expuesta. Se realiza de esta forma para evitar así un cajeado excesivamente complicado y para facilitar las labores de trabajo de esta cimentación se desplaza 1 m (para disposición de encofrados...). Al lado de la base del encepado se colocará un tubo drenante que será el encargado de eliminar y desviar el agua acumulada en la zona y la desviada por el desagüe de canalillo de fondo colocado en el murete de guarda superior (figura 8).

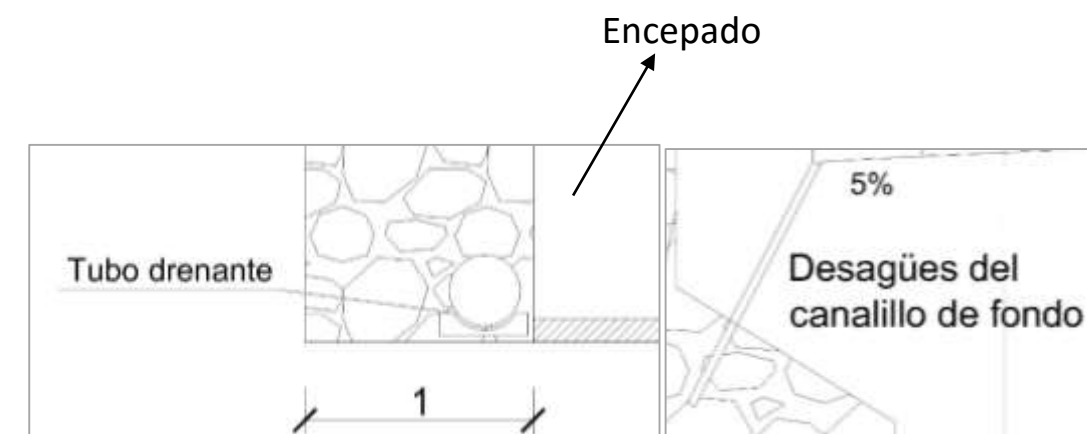


Figura 8. Detalle de tubo drenante y canalillo de fondo de ambos estribos. Fuente: Elaboración propia sobre alzado de estribo de AutoCAD.

Seguidamente, y como ya se ha mencionado, se ha realizado un muro cajero desplazado 0.95 m del eje del muro principal del estribo. Este muro es simplemente decorativo y no tienen función estructural apenas, ya que se encarga de resistir la fuerza del agua en sus mayores avenidas y una vez calculada, se ha comprobado que es insignificante. El muro cajero tendrá la misma altura que el muro principal, es decir, 3.7 m de altura y un espesor de 0.2 m. Su longitud también idéntica de 24.9 m. El paramento visto del muro cajero constituye un elemento a tener en cuenta porque en la zona donde se encuentra y debido a la mínima cantidad de agua existente, podrá ser visualizado casi por completo la mayor parte del tiempo. Por tanto, se opta por recurrir a catálogos de acabados de hormigón para fachadas para enriquecer la estética de los mismo haciendo así más atractiva a la estructura en su totalidad. Concretamente, se recurrirá al catálogo de Reckli o similar, del cual se ha seleccionado el modelo 2/49 Saale o similar dispuesto en horizontal. En la figura 9 se muestra el acabado seleccionado extraído del catálogo de Reckli.



Figura 10. Imagen sobre el recubrimiento de acabados en estribos. Vista horizontal. Fuente: Imagen tomada del catálogo RECKLI.

El siguiente a caracterizar es el encepado. Se constituirá un encepado de 1 m de espesor constante en toda la longitud de 24.9 m. Se dispondrá un ancho de 6 m para tener la geometría suficiente para cumplir con la norma en cuanto a la disposición de pilotes. El encepado se encargará de transmitir las cargas que le llegan de los muros (principales, de guarda y cajero) y las acciones del puente a los pilotes para que éstos las transmitan al terreno.

Bajo el encepado, a la cota de -2.04 MSNM, se coloca una capa de 10 cm de hormigón de limpieza. En un principio se planteó el uso de una capa de grava en lugar del hormigón de limpieza. Sin embargo, surgieron una serie de contraindicaciones para la colocación del hormigón posterior (se necesitaba una lámina para que no se expandiera...). Finalmente, por la facilidad y sencillez de colocación, se optó por el hormigón de limpieza para homogeneizar los asientos y la correcta distribución de esfuerzos.

El encepado agrupará a un grupo de pilotes. Dicho grupo estará constituido por dos filas paralelas al muro superior, de 12 pilotes de 1 m de diámetro, estas dos filas están separadas entre sus ejes 3 m transversalmente y 2 m longitudinalmente. Se opta por una longitud de 15 m para asegurar todas las comprobaciones posteriores.

A continuación, se dejan unas vistas, de la planta de la disposición de los pilotes en el encepado y tanto de alzado como de planta de los estribos (figura 11, 12,14). Aunque para una mejor visualización, se puede recurrir al anejo de Planos (en concreto al Plano 6 y al Plano 7.1) para mayor detalle de medidas de las subestructuras. También se deja una imagen del detalle del apoyo del puente sobre el estribo (figura 13).

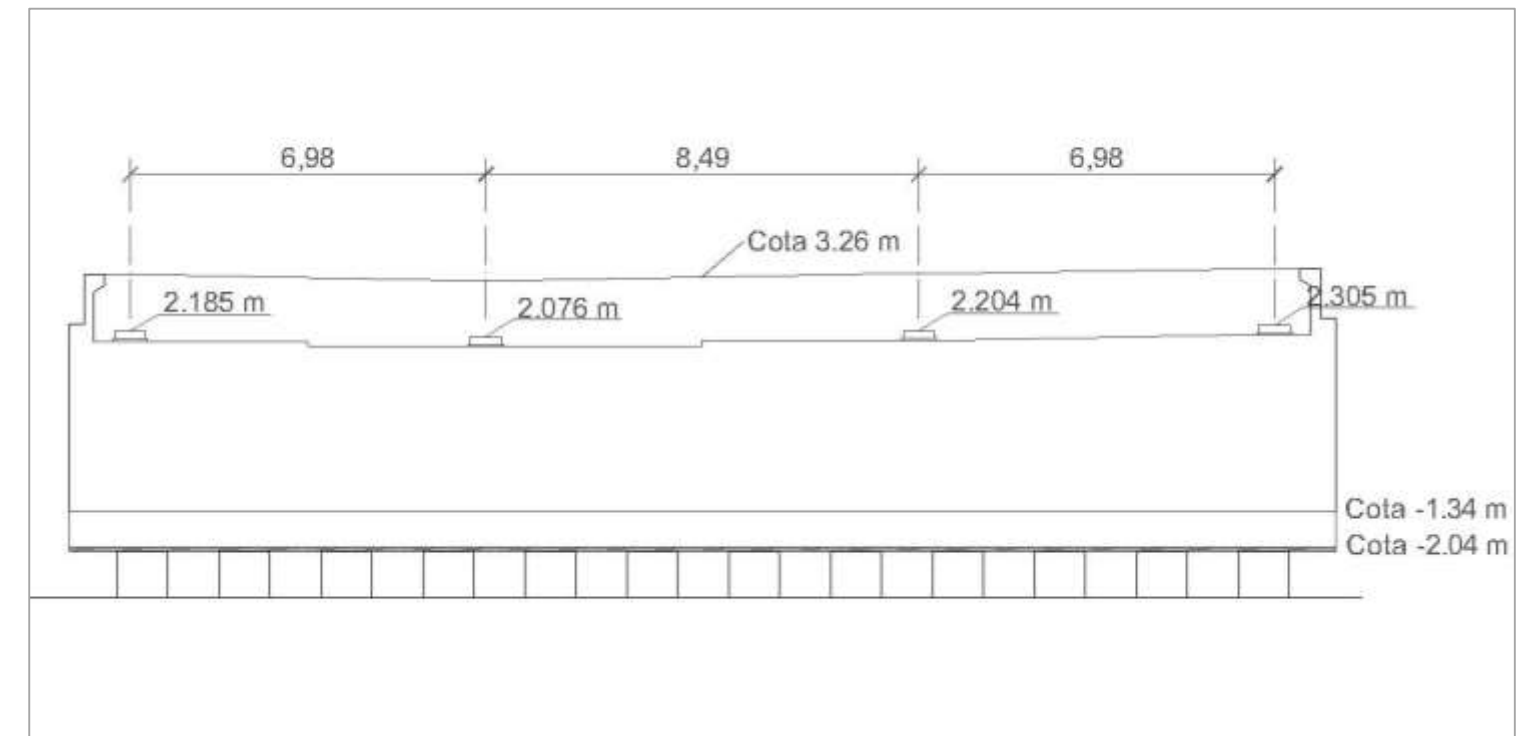


Figura 11. Alzado del estribo. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

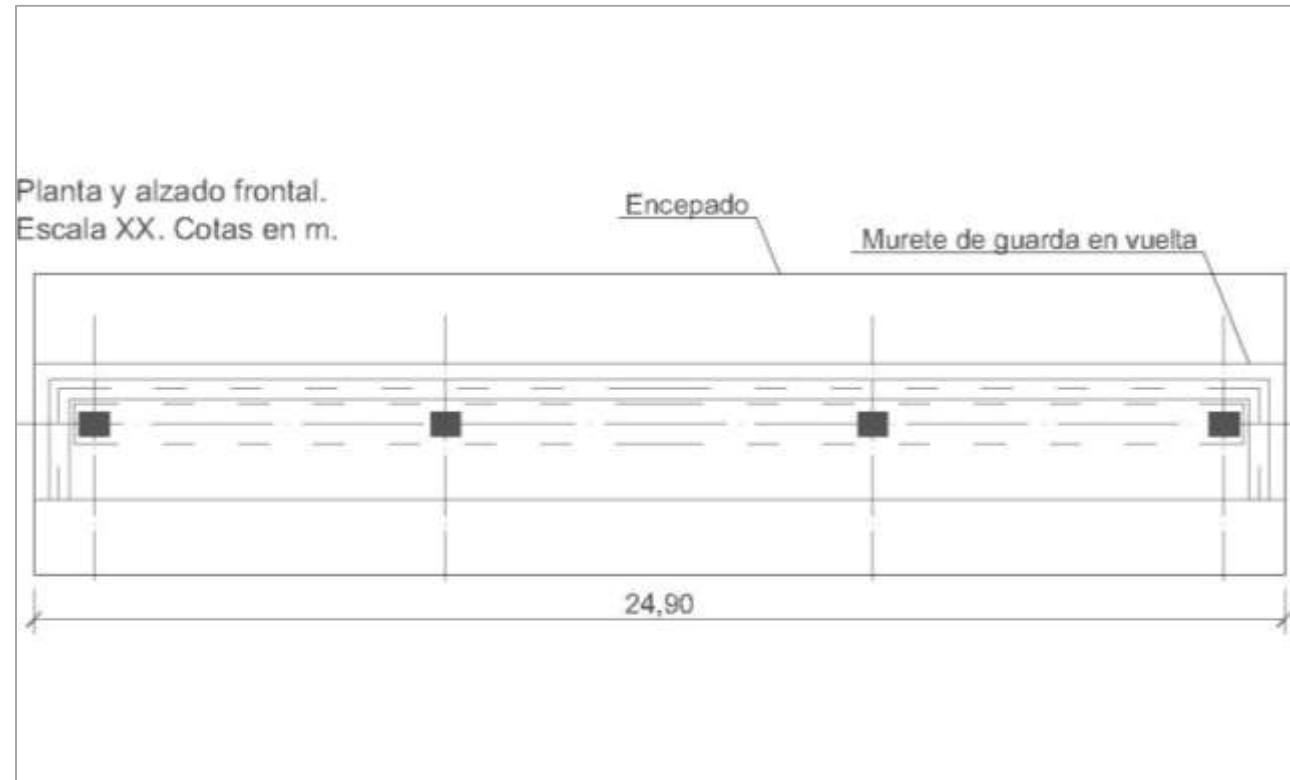


Figura 12. Planta de ambos estribos. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

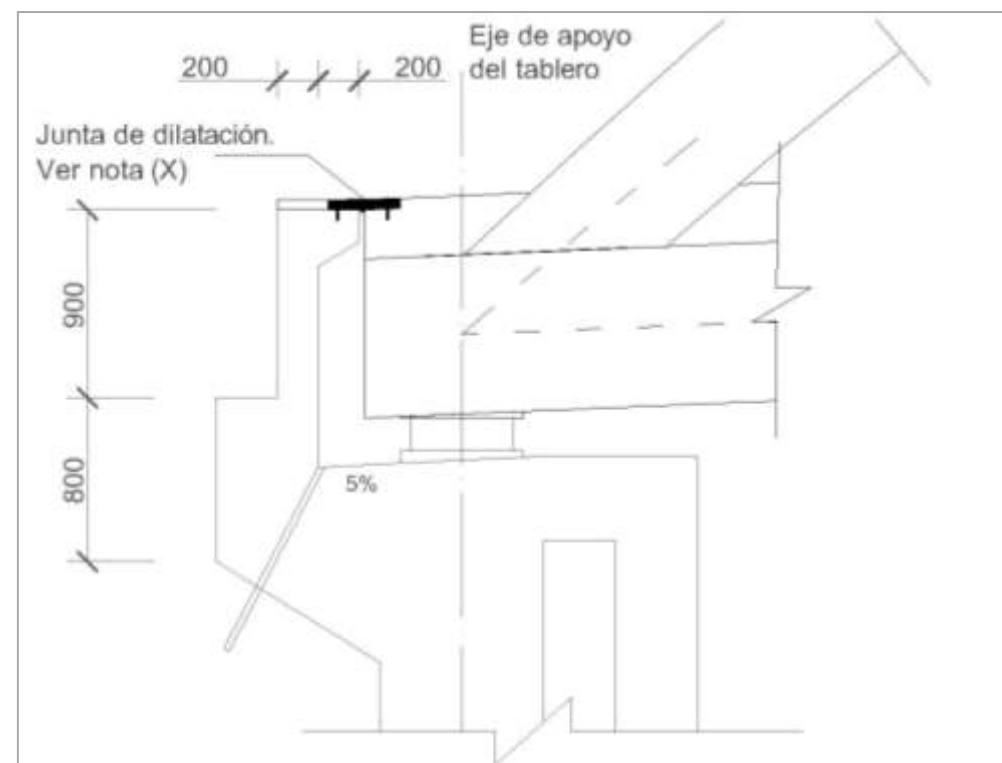


Figura 13. Detalle del apoyo del puente. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

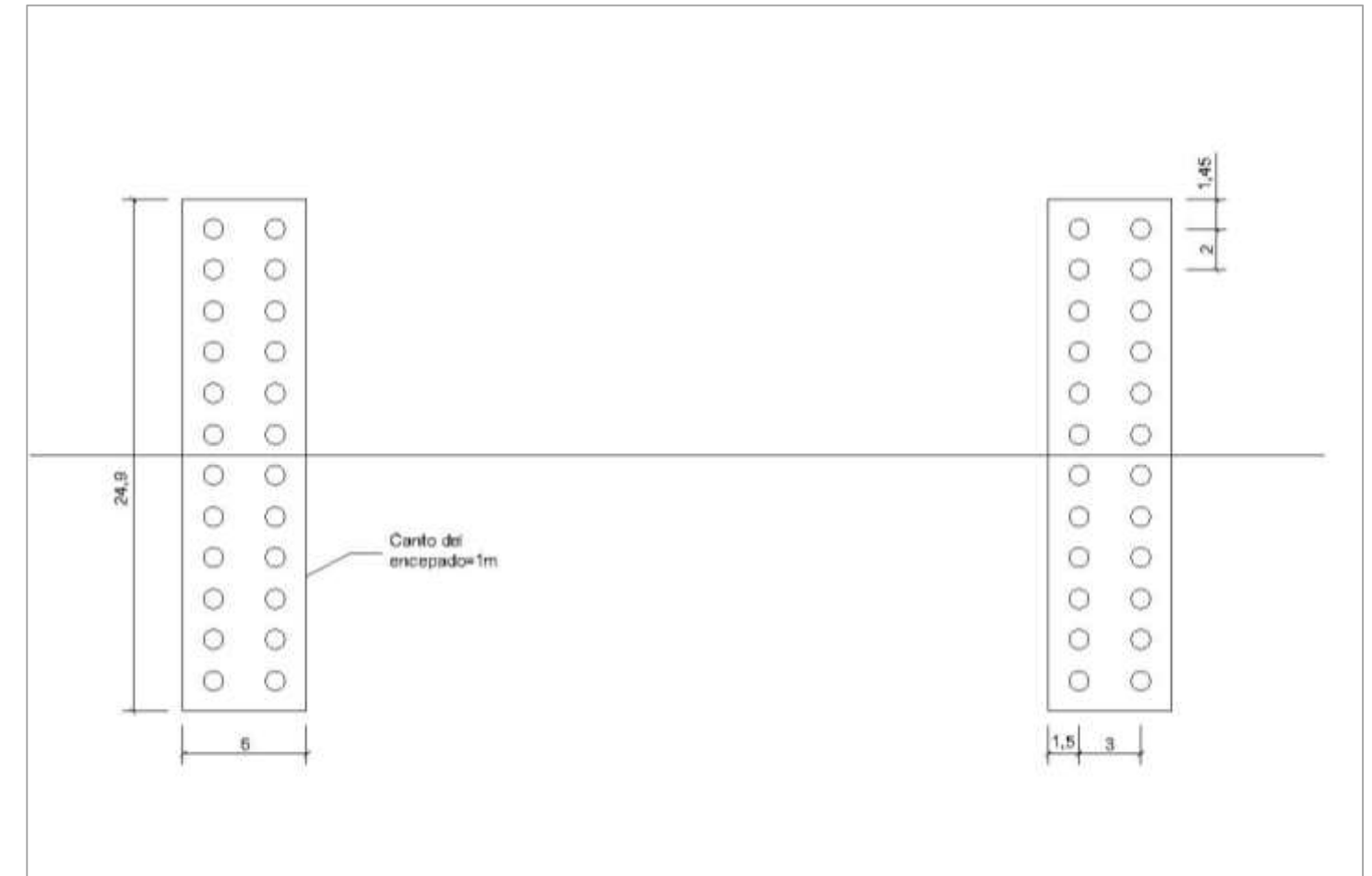


Figura 14. Imagen sobre la planta de encepados para la visualización de los pilotes de 1 m de diámetro y de 15 m de longitud en éstos. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

5. COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS SUBESTRUCTURAS

5.1. Introducción y análisis de la viabilidad

En primer lugar, se debe ver el tipo de cimentación que hay que realizar para nuestro proyecto. En nuestro caso, y tras descartar otras soluciones (convenientemente explicadas en el estudio de soluciones del informe geotécnico), se lleva a cabo una cimentación profunda, concretamente cimentación por pilotes perforados de hormigón armado “in-situ”.

A continuación, aunque es cierto que como se ha mencionado, en el estudio de soluciones presente en el *Anejo n-3 “Estudio Geológico-Geotécnico”* donde quedan reflejadas las distintas posibilidades para llevar a cabo la cimentación y las ventajas e inconvenientes de cada una de ellas para terminar realizando la que se realiza, es necesario realizar un simple cálculo para ir descartando. Tal cual se comienza con el análisis de la viabilidad de las cimentaciones directas (Silvestre & Carrión, Problemas de geotécnica y cimientos., 2002):

Se van a realizar una serie de hipótesis que darán como resultado final la carga de hundimiento que sería capaz de soportar una cimentación superficial en el estribo sur para así poder analizar si el orden de magnitud se encuentra en un rango suficiente como para resistir el puente objeto del proyecto. Se llevan a cabo sobre el terreno ubicado en el estribo sur por ser, en un principio, el más desfavorable o de características resistentes peores, ya que está constituido por arcillas (en su mayor parte blandas) y en el estribo norte tenemos capas de gravas e incluso en el relleno superficial un estrato con una compacidad similar al hormigón. Por tanto se realizan estas hipótesis sobre el estribo sur, del lado de la seguridad.

En primer lugar, se supone que el plano de cimentación se encuentra a la cota -2,04 MSNM, asegurando la suficiente profundidad con respecto al nivel del cauce (en cálculos posteriores se tomará el nivel freático al nivel del mar para simplificar los resultados, aun siendo cierto que en el estribo norte se pueda encontrar en estratos superiores debido a la existencia de gravas). Se decide realizar una zapata cuyo ancho es 3 m por simplicidad y centrado de cargas, considerando los esfuerzos centrados sin tener en cuenta la desviación debido a los empujes (del lado de la inseguridad, la resistencia real será menor a la obtenida). La longitud del estribo se considera de 24.9 m.

El cálculo se realizará a corto plazo, mediante la fórmula de Brinch-Hansen sin tener en cuenta los diferentes factores adimensionales para simplificar cálculos.

El plano de cimentación se localiza a 0.8 m aproximadamente sobre el muro del estrato al cual llamamos Nivel 2 (especificado en el *Anejo n-3 “Estudio Geológico-Geotécnico”*) por lo que se debe tener en cuenta la interacción entre los estratos Nivel 1 y Nivel 2.

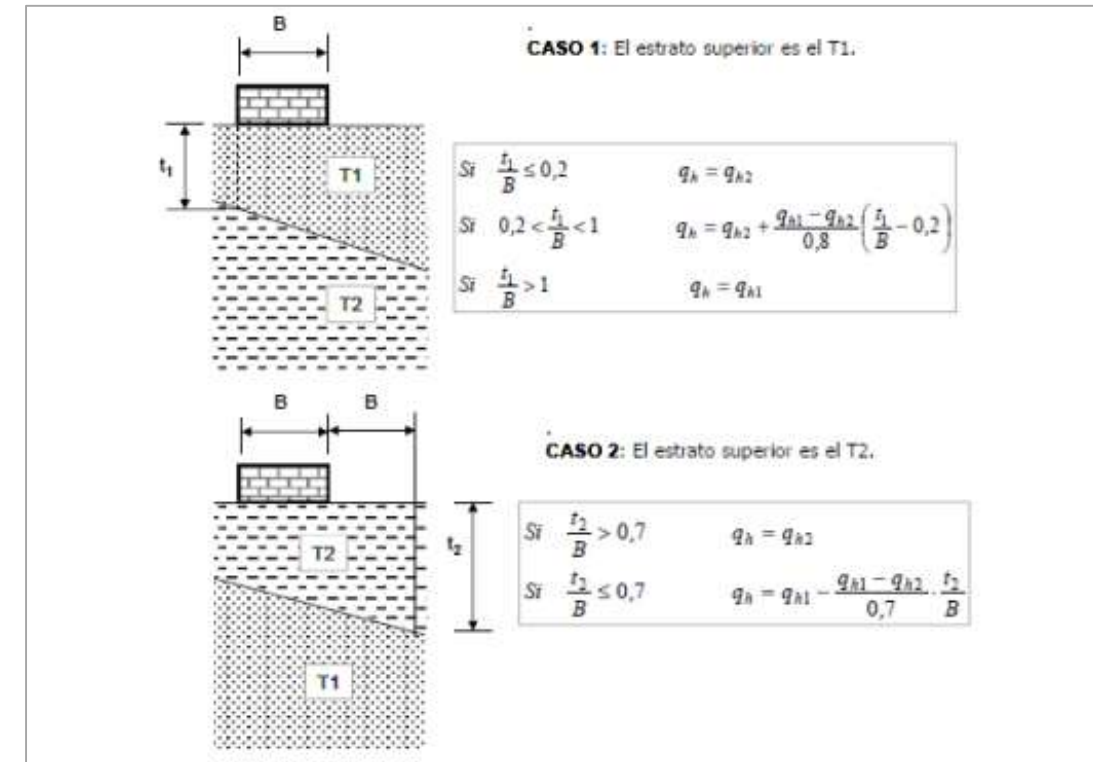


Figura 15. Ubicación de los estratos. Fuente: Apuntes temario de la asignatura “Diseño geotécnico de cimentaciones”.

En el caso objeto de estudio el nivel superior es menos resistente y por lo tanto es el caso 2 de este gráfico.

Se procede a calcular la carga de hundimiento de ambos estratos y la carga neta en el plano de cimentación, con la fórmula anteriormente mencionada:

$$q_h = q * Nq + c_u * Nc + \frac{1}{2} * \gamma * B * N\gamma$$

*Como se ha comentado, para simplificar los cálculos, se decide prescindir de los factores adimensionales de la ecuación (i...). A corto plazo se obtiene que los factores N son:

$$Nq = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$Nc = 5.14$$

La carga a la que se encuentra el terreno será:

$$q = \sum h * \gamma = 3.48 * 20 + 1.82 * 22 = 109.64 \text{ KN/m}^2$$

Por lo tanto, reduciendo la cohesión por un coeficiente minorador de 1.4 según la “Guía De Cimentaciones Cn Obras De Carretera”, se obtiene:

Para el Nivel 1:

$$q_{h1} = 109.64 * 1 + 5.14 * \frac{75}{1.4} + 0 = 384.99 \text{ KN/m}^2$$

Para el Nivel 2:

$$q_{h2} = 109.64 * 1 + 5.14 * \frac{100}{1.4} + 0 = 476.78 \text{ KN/m}^2$$

Llegado este punto, se deben unificar los dos estratos en uno solo como se ha visto:

$$\frac{t_2}{B} = \frac{0.8}{3} = 0.267 \leq 0.7$$

$$q_h = q_{h1} - \frac{q_{h1} - q_{h2}}{0.7} * \frac{t_2}{B} = 137.8 \text{ KN/m}^2$$

Se obtiene así que para un factor de seguridad de 2,6 correspondiente a la característica que la carga transmitida, es decir, la carga que es capaz de resistir debe ser:

$$q_t = \frac{q_h - q}{F_h} + q = \frac{137.8 - 109.64}{2.6} + 109.64 = 120.47 \text{ KN/m}^2$$

Si se transforma ahora este valor a una carga vertical dispuesta en el área de 3x24.9 sería:

$$Q_{adm} = q_t * B * L = 120.47 * 3 * 24.9 = 9000 \text{ KN}$$

Este valor, aun estando del lado de la inseguridad, no es suficiente para resistir el puente puesto que se esperan cargas bastante mayores, rondando los 20000 KN. Por lo que queda descartada completamente la cimentación directa con zapatas superficiales.

Se podría realizar de manera semiprofunda o profunda. Pero debido a la complejidad de los cálculos (ya que se debe a un Anteproyecto) de los cajones indios y la serie de inconvenientes dispuestos en el Anejo n- 3 "Estudio Geológico-Geotécnico" se opta por una cimentación profunda en ambos estribos. El estribo norte podría ser que tuviera mayor resistencia que el estribo sur, sin embargo, como para facilitar las labores de construcción de la zapata/encepado se realiza un cajeado algo más ancho de lo necesario y justo hasta el plano de cimentación, los rellenos que se utilizaran por encima de esta zapata/encepado serán idénticos por lo que el cálculo sería similar.

En concreto, con el terreno presente (cuyas características están especificadas en el informe anterior) los pilotes son del tipo "flotantes" o pilotes por fuste (figura 16). En los cuales la resistencia por fuste es bastante mayor que la resistencia por punta. En nuestra zona, no hay claramente un estrato más resistente que el resto sino que la capacidad portante del terreno crece paulatinamente con la profundidad y por tanto, el pilotaje trasmite su carga a través del fuste principalmente.

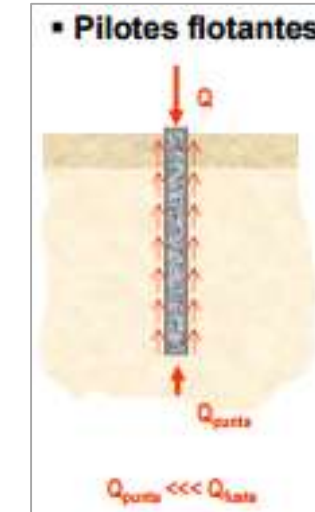


Figura 16. Pilote flotante. Fuente: imagen obtenida de los apuntes de la asignatura "Diseño Geotécnico de Cimentaciones".

Aunque ya comentadas en el apartado "4- Definición Geométrica", se opta por recordar las características de encepado y pilote, para realizar el cálculo:

5.2. Características del pilote

Se elige un pilote cilíndrico de sección transversal circular y maciza, de hormigón armado realizado "in-situ" mediante barrenado. Como se ha anotado anteriormente, el tipo de pilote, según la forma de trabajo, es de tipo pilote flotante (debido al terreno de la zona).

En una primera instancia, no se tenía claro si llevar a cabo pilotes prefabricados hincados o pilotes perforados "in-situ", ya que la fase constructiva de los primeros era bastante más ventajosa que los segundos. Además, nuestra estructura es casi por completo de acero, y su transporte a la obra ya prefabricados ayudaría a disminuir la cantidad de hormigón que se necesita. Sin embargo, tras una serie de estudios se vio que la zona donde se realiza la estructura nos imposibilita el hincado porque hay muchos edificios y viviendas habitadas y el proceso de hincado podía ocasionar vibraciones que podrían causar cierto desagrado. Además de inducir una serie de fenómenos, a causa de estas vibraciones, muy perjudiciales sobre el terreno colindante. Por tanto, se decide realizar pilotes perforados de hormigón armado "in-situ".

En cuanto a las características geométricas del pilote con las que se comienza iterando para llevar a cabo los cálculos de resistencia, los valores son:

- Longitud total del pilote: $L_{TOTAL} = 15.00 \text{ m}$
- Longitud exenta del pilote: $L_{EXENTA} = 0.00 \text{ m}$

(No se tiene longitud exenta ya que el pilote una vez realizado queda completamente enterrado y los 15 cm que dejamos en la cabeza de éste quedan dentro del encepado)

- Longitud enterrada (en este caso, igual que longitud empotrada): $L_{ENTERRADA} = 14.85 \text{ m}$
- Diámetro del pilote: $D_{PILOTE} = 1000 \text{ mm}$

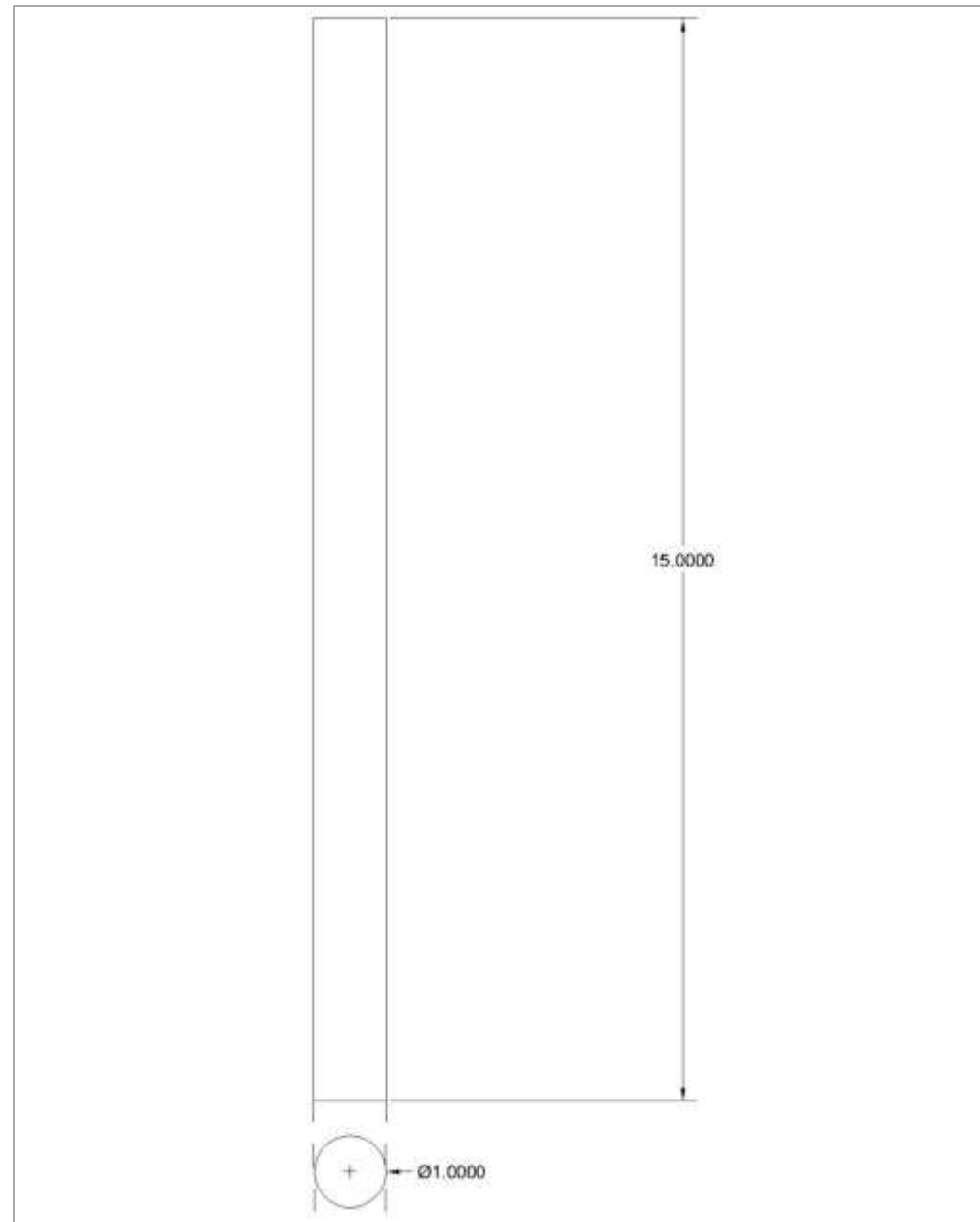


Figura 17. Pilote tipo realizado "in situ". Fuente: Imagen realizada con AutoCAD.

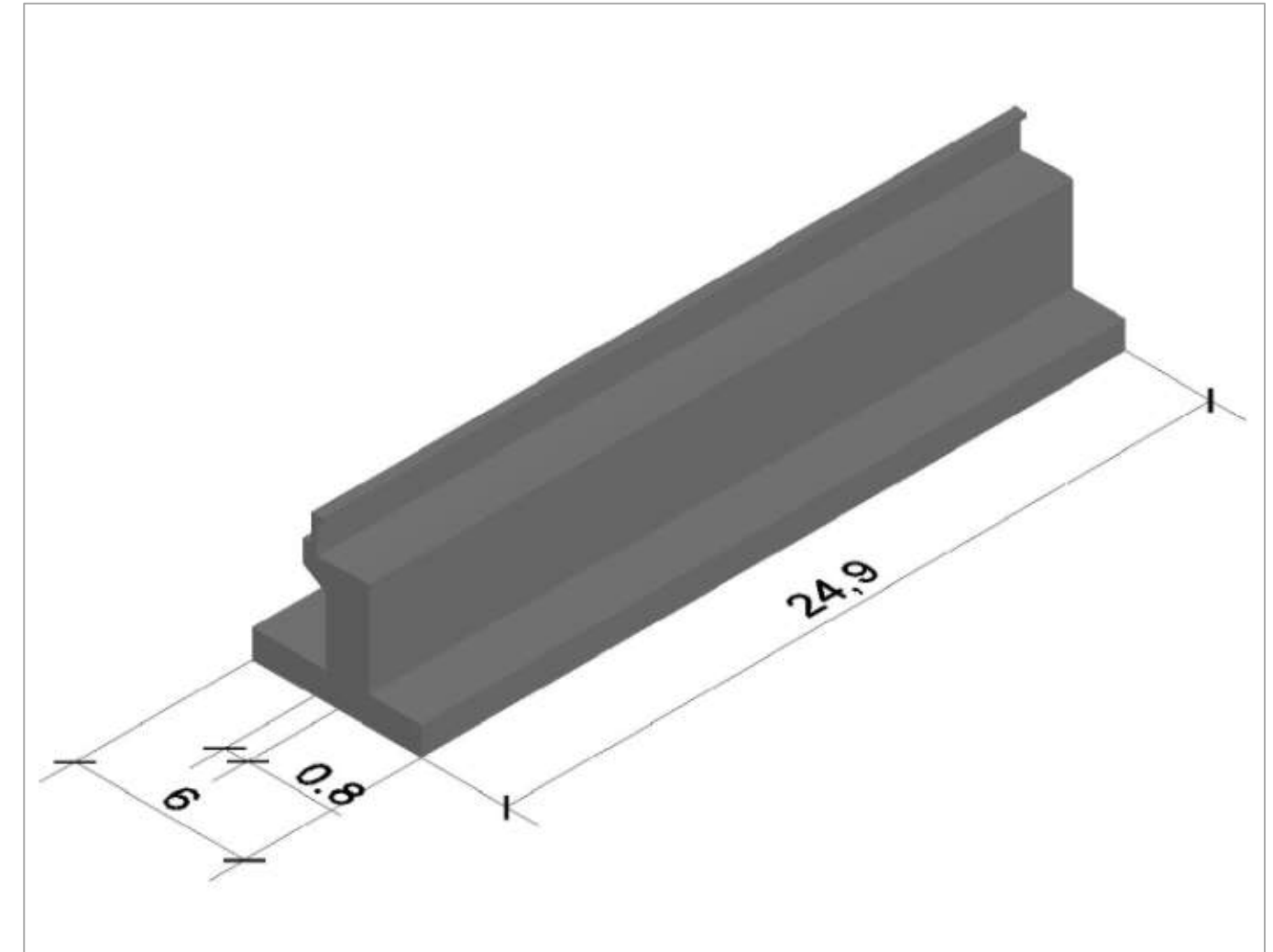


Figura 18: Encepado. Fuente: Imagen realizada con AutoCAD.

5.3. Características del encepado

El encepado es el elemento estructural de cimentación que permite recoger los esfuerzos de los estribos de la estructura y transmitirlos a las cabezas de un grupo de pilotes, consiguiendo que las cargas sean transmitidas adecuadamente al terreno

El encepado estará caracterizado por las siguientes dimensiones: 24.9x6x1 m (longitud x ancho x espesor).

5.4. Estribo SUR (sondeo SM-1)

Tras la realización del sondeo SM-1, obtenemos el siguiente perfil del terreno:

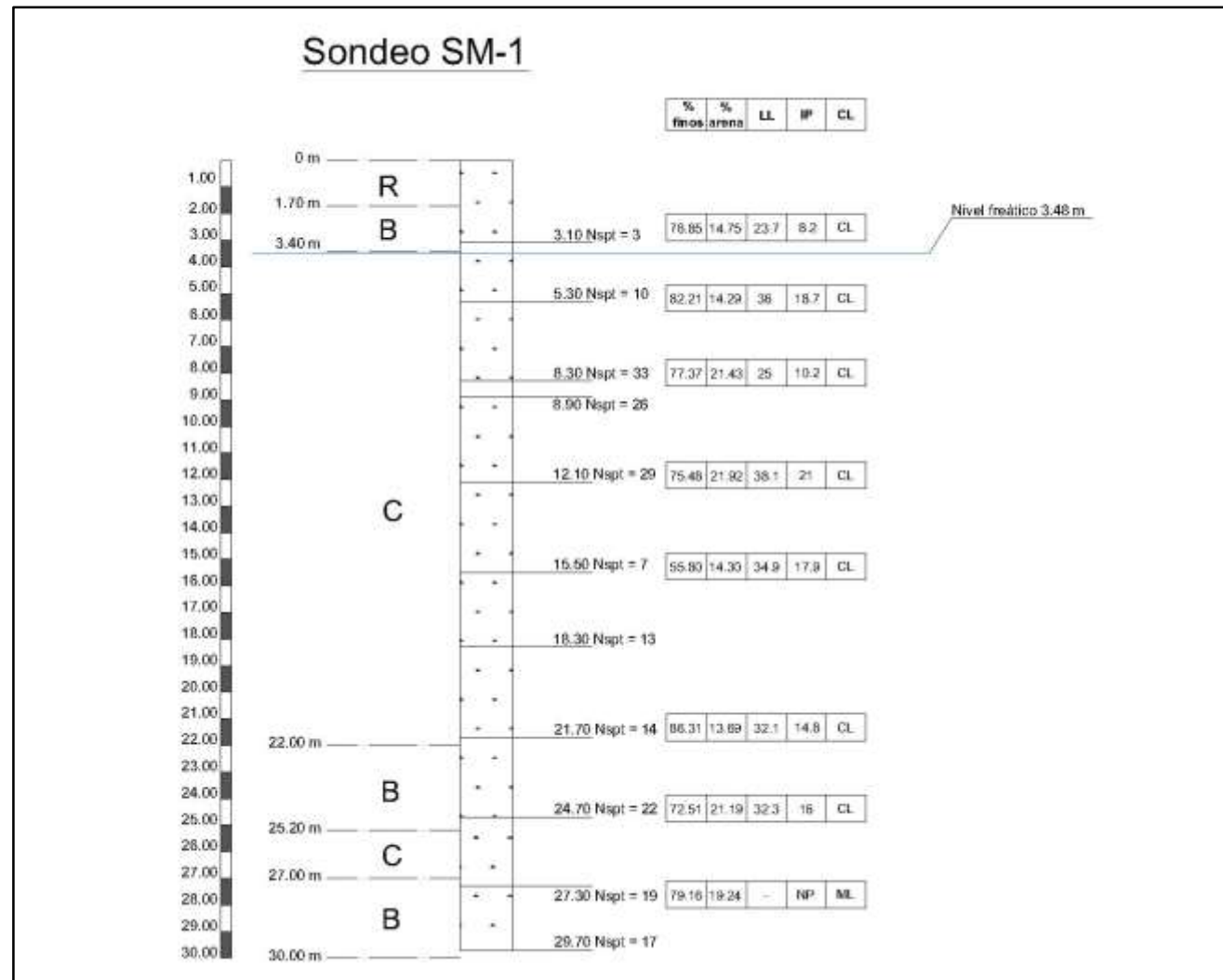


Figura 19. Características del terreno en el estribo 1. Fuente: Imagen realizada con AutoCAD.

Aunque ya se ha indicado en el anejo anterior, se puede observar el tipo de terreno que hay en la zona donde se encuentra el estribo 1. Este terreno consta de un primer relleno (R) compuesto por gravillas calcáreas y cantos calcáreos. Posteriormente hay una fina capa de 1.70 m de margas con vetas de arenas (B), seguido de un estrato bastante potente de 18.60 m de arcillas con algo de arenas (C). Finalmente el sondeo termina en una alternancia entre los dos últimos tipos (B-C-B) como vemos en la figura 9. Según los estudios realizados, se tiene presente un suelo de resistencia media y predominantemente cohesivo, formado por arcillas (mejor definido en el Anejo n- 3 "Estudio Geológico-Geotécnico", donde aparecen los parámetros que definen nuestro terreno).

El terreno sobre el cual se ha comentado anteriormente constituye el terreno natural, no obstante una vez realicemos la hinca de tablestacas se realizará un vaciado de toda la zona, hasta el plano de cimentación a 5.3 m de profundidad (desde la superficie) y en planta de unos 8 metros, dejando 1 metro a cada lado del encepado para facilitar las labores de encofrado y ejecución de encepado y pilotes. La zona que ocupa el trasdós del muro principal del encepado será la que ocupe el material de relleno elegido a nuestro parecer, del cual posteriormente se concretarán sus características.

Una vez establecido el tipo de terreno, se lleva a cabo el cálculo de la resistencia del pilote:

5.4.1. Reducción de esfuerzos al centro de la base encepado

En los siguientes apartados, la resolución se realiza acorde a la GCOC ("Guía De Cimentaciones En Obras De Carretera"). Para la reducción de esfuerzos se considera el centro O como el centro de la base del encepado, que se encuentra desde la superficie a una profundidad de 5.3 m.

A continuación, se establecen los ejes con los que se va a trabajar en este apartado 5 de Cálculo de Subestructuras (figura 20).

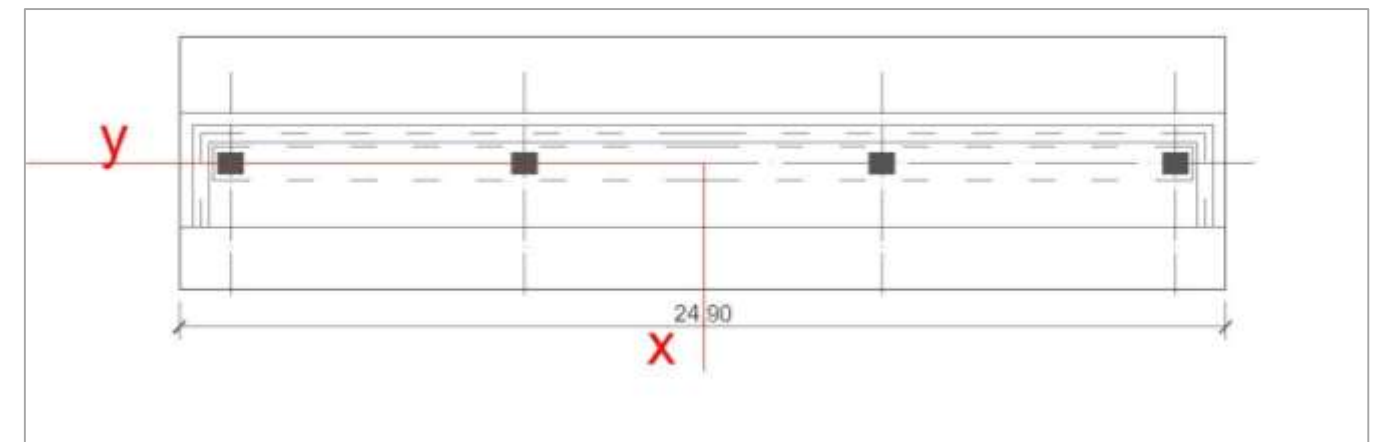


Figura 20. Ejes considerados para el cálculo. Fuente: Elaboración propio con AutoCAD.

El eje z se considera como el eje vertical, siendo negativo hacia el terreno.

5.4.2. Cargas actuantes sobre el estribo sur

Las acciones a soportar por el estribo tienen varios orígenes:

- Peso propio del estribo (peso del muro principal y encepado, peso del muro cajero y porexpan).
- Peso de las tierras del trasdós del muro que se encuentran sobre el encepado.
- Empuje del agua de la parte del trasdós del muro.



- Empuje de las tierras (con sobrecarga impuesta de 10 KN/m²).
- Acción del tablero.

Además, también se debe mencionar el rozamiento negativo, que se produce cuando el terreno que circunda a los pilotes asienta más que éstos (cuando se colocan sobrecargas cerca de los pilotes después de haberlos construido, por ejemplo. En este caso, como es un Anteproyecto, se consideran despreciables respecto el resto de acciones.

Antes de comenzar con los cálculos, se decide realizar todas las operaciones posteriores a corto plazo. Esto es así porque nuestro terreno en ambos estribos está compuesto en su mayor parte por arcilla, es decir, por material cohesivo. El material cohesivo ha quedado demostrado que es mucho más desfavorable en situaciones a corto plazo que a largo plazo. Al ser un Anteproyecto, no se ve necesario demostrar analíticamente que el material cohesivo es más desfavorable a corto plazo pero sí mencionarlo y explicarlo razonadamente. Se puede comentar, que las arcillas son más desfavorables en este tipo de situaciones ya que por sus características (cohesión, densidad...) y por los factores con los que se realiza el cálculo de la fórmula de Brinch-Hansen (anteriormente mencionada de forma simplificada), los cuales son mayores y menos ventajosos en situaciones a corto plazo que a largo plazo. Aunque posteriormente, antes de llevar a cabo las comprobaciones geotécnicas se volverá a mencionar.

Se comienza con los cálculos uno a uno de todas las acciones a considerar:

5.4.2.1 Peso propio del muro principal y del encepado

En primer lugar, se obtiene el peso del muro principal del estribo (junto con el pequeño murete de guarda en voladizo que hay en su trasdós) y el encepado. La resultante de estos dos pesos se obtiene, de una forma aproximada, centrada en la sección del encepado.

Se adopta como peso específico del hormigón: $\gamma_h = 25 \text{ KN/m}^3$

Así, el peso tiene un valor de:

$$W_1 = A_1 * L * \gamma_h = 9.37 * 25 * 25 = \mathbf{5829.71 \text{ KN}}$$

Como vemos la longitud L se aproxima a 25 m (en vez de 24,9 m) para facilitar los cálculos, y se adoptará esto en los siguientes puntos.

Se toma el área A tanto de encepado ($A_{\text{encepado}} = 5.54 \text{ m}^2$) como del muro principal ($A_{\text{muro}} = 3.83 \text{ m}^2$), resultando un área total de 9.37 m².

5.4.2.2 Peso propio del muro cajero, porexpan y pilotes

Seguidamente se calcula el peso de la zona del intradós del muro principal, compuesta por el 0.55 m de espesor de porexpan y 0.2 m de espesor de muro cajero.

El porexpan en estos cálculos se despreciará ya que tiene un peso específico muy bajo en comparación con el resto, por lo que se omite en estos cálculos (se recuerda que es un Anteproyecto).

De tal forma, el peso total del muro cajero con un área de $A_2 = 0.86 \text{ m}^2$ es:

$$W_2 = A_2 * L * \gamma_h = 0.86 * 25 * 25 = \mathbf{535.35 \text{ KN}}$$

Esta carga se encuentra centrada respecto el eje y, pero respecto el eje x se encuentra a +1.05 m de éste.

El peso total de los pilotes, correctamente descritos en el apartado anterior de definición geométrica, es:

$$W_3 = n^\circ * \pi * r^2 * L * \gamma_h = 24 * \pi * 0.5^2 * 15 * 25 = \mathbf{7068.58 \text{ KN}}$$

Siendo n el número de pilotes, dos filas paralelas al muro de 12 pilotes cada una, es decir, 24 pilotes por estribo. Como ya se ha dicho se utilizan pilotes de 1 m de diámetro ($r = 0.5 \text{ m}$).

Sin embargo, como por motivos de simplicidad se va a considerar que el nivel freático se encuentra a -2.04 MSNM, resulta aceptable establecer como seguro que los pilotes van a estar sumergidos. Por lo que se calcula su peso sumergido. Primero se calcula el empuje del agua en la zona de los pilotes y posteriormente se le resta este empuje (E) al peso calculado anteriormente:

$$E = n^\circ * \pi * r^2 * L_{\text{sum}} * \gamma_w = 24 * \pi * 0.5^2 * 15 * 10 = \mathbf{2827.43 \text{ KN}}$$

$$W'_3 = W_3 - E = 7068.58 - 2827.43 = \mathbf{4241.14 \text{ KN}}$$

La resultante del sumatorio de todos los pilotes también se encuentra centrada, tanto respecto al eje y como al x.

5.4.2.3 Peso de las tierras que se encuentran en el trasdós del muro

Posteriormente, se realiza el cálculo del peso de las tierras que se encuentran por encima del encepado en el trasdós del muro. Como se ha mencionado, se sitúa el nivel freático a nivel del mar (cota 0 MSNM), por lo tanto se deberá utilizar tanto la densidad seca como la densidad saturada a partir de esa cota (-3.48 m).

Por simplicidad constructiva, se rellena todo el trasdós del estribo y por lo tanto, se debe considerar sus características, que son las siguientes. Se eligen un material granular por resistencia, facilidad de drenaje y puesta en obra y por su resistencia:

- Densidad seca: $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- Densidad saturada: $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ KN/m}^3$
- Cohesión: $c' = 0$
- Angulo de rozamiento efectivo: $\varphi = 35^\circ$

Por tanto el valor del peso de las tierras, tanto de las que están por encima del N.F (W_4) como las que están por debajo (W'_4) son:

$$W_4 = A_4 * L * \gamma = 7.86 * 25 * 20 = \mathbf{3914.37 \text{ KN}}$$

$$W'_4 = A'_4 * L * \gamma_{\text{sat}} = 2.25 * 25 * 22 = \mathbf{1236.71 \text{ KN}}$$

Estas cargas se sitúan, ambas, respecto al eje x que pasa por el centro de la base del encepado a -1.7 m. Están centradas respecto al eje y.

5.4.2.4 Empuje del agua en el trasdós

Como hemos visto en el Anejo n- 3 “Estudio Geológico-Geotécnico”, según los sondeos realizados, el nivel freático se encuentra en distintas posiciones según el estribo en el que nos encontremos. En el estribo sur se encuentra a cota 0 MSNM (es decir, a $z = -3.48$ m), mientras que en el estribo norte se encuentra a $z = -1.95$ m. Esto se debe a que en el estribo norte, como se ha mencionado, hay presente un estrato superior de gravas que ha podido acumular agua, de tal forma que se incremente en cota este nivel freático. A diferencia del estribo sur, en el cual tenemos presente, en todo el estribo, material cohesivo por donde es difícil el flujo de agua. Esta situación daría lugar a un flujo de agua entre ambos estribos. No obstante, para considerar la existencia de nivel freático sin flujo y debido a que la posibilidad de que haya acumulación de agua en el estribo norte no es segura, se sitúa el nivel freático en ambos estribos a la misma cota, es decir, a cota 0 MSNM ($z = -3.48$ m).

Por el presente apartado, situando primero el estribo sur, vemos que teniendo el nivel freático a $z = -3.48$ m se obtiene un empuje hidrostático en el estrato al que se le llama Nivel 1 de:

$$E_{wsur} = \frac{1}{2} * \gamma_w * h^2 * L = 0.5 * 10 * 1.82^2 * 25 = \mathbf{412.3938KN}$$

Siendo h la distancia desde la cota $z = -3.48$ m, donde se encuentra el nivel freático, hasta la base del encepado a cota $z = -5.3$ m.

$$h = 5.3 - 3.48 = 1.82 \text{ m}$$

La distancia de esta fuerza horizontal a la base del encepado es:

$$d_{Ewsur} = \frac{h}{3} = \frac{1.82}{3} = 0.61 \text{ m}$$

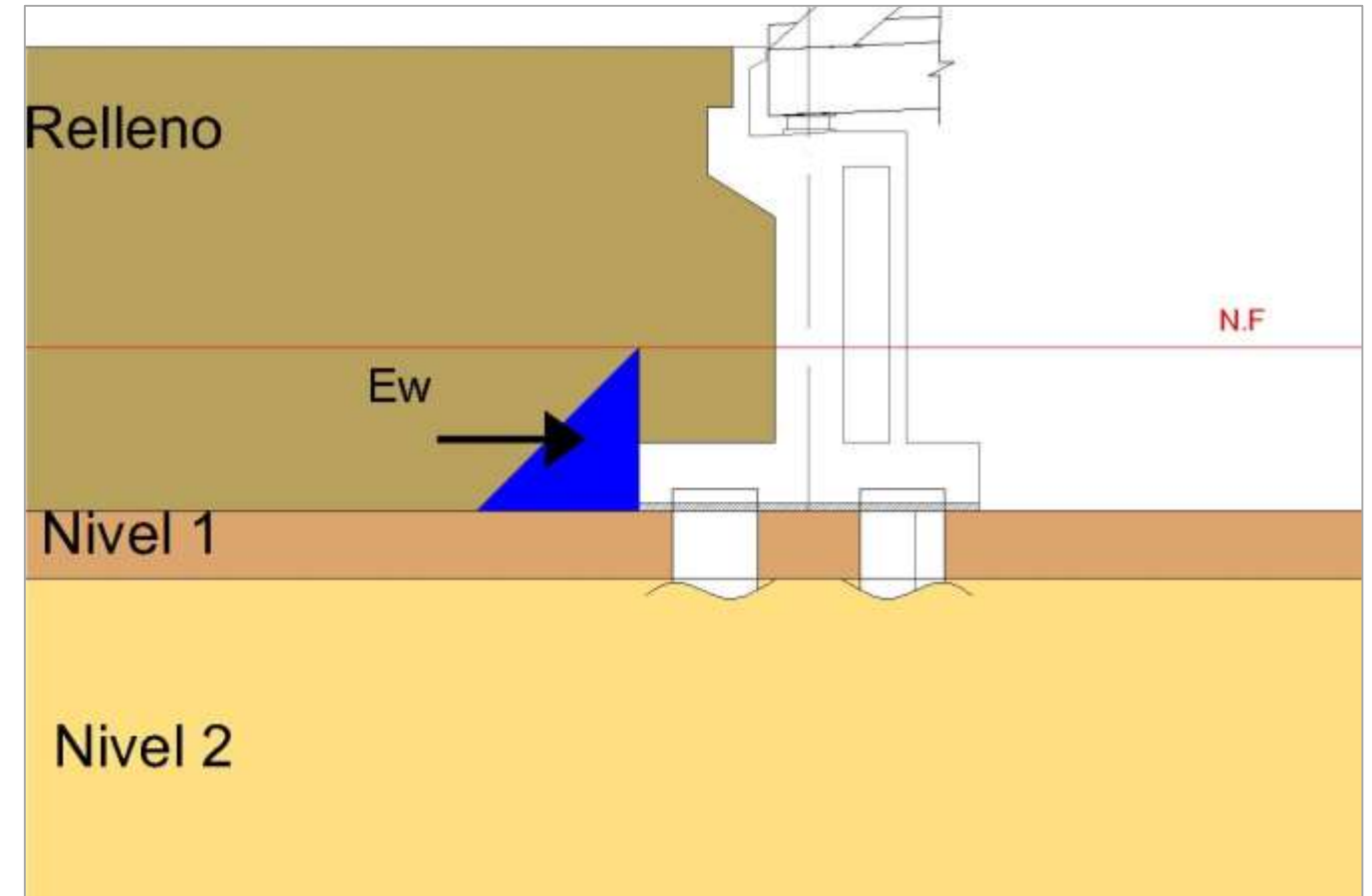


Figura 21. Imagen aclaratoria del empuje hidrostático, representada en el estribo (el relleno llamado relleno 1 realmente llegaría hasta 1 m más allá del encepado). Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

Por otra parte, como se ha mencionado, el nivel freático se ubicará como mínimo a la cota 0 MSNM, de manera que la base del estribo se encontrará en todo momento sumergida y es razonable realizar el cálculo de la presión del agua en la base del encepado:

$$e_w = \gamma_w * h = 10 * 2.04 = 20.4 \text{ KN/m}^2$$

Conociendo las dimensiones del encepado (25x6):

$$E'_w = e_w * B * L = 20.4 * 6 * 25 = \mathbf{3047.76 KN}$$

5.4.2.5 Empuje de tierras en el trasdós

Además del agua, las tierras existentes también generan un empuje sobre las estructuras, en este caso se debe soportar el empuje generado por el estrato que está formado por los rellenos que se han colocado (a dicho relleno se llamara Relleno 1), aunque ya se han puesto las características que tienen, se vuelven a mencionar, siendo éstas:

- Densidad seca: $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- Densidad saturada: $\gamma_{sat} = 22 \text{ KN/m}^3$
- Cohesión: $c' = 0$

- Ángulo de rozamiento efectivo: $\varphi = 35^\circ$

Se utilizan estos parámetros ya que se realiza el cajeadado con bastante holgura para llevar a cabo las labores de disposición de encepados, pilotes... Por lo que es razonable considerar que será este estrato el que realice los empujes sobre nuestros estribos (bien es cierto que si consideramos el terreno natural los empujes serán un poco mayores por las características de éstos). Este relleno 1 ha sido colocado en ambos estribos, por lo que el cálculo de los empujes será similar tanto en el estribo sur como en el estribo norte.

Puesto que según la Guía técnica de cimentaciones en obras de carreteras los empujes pasivos, del lado de la seguridad, no pueden ser superiores al 10% de los activos, directamente se desprecian. Con todo ello, se considera sobre el terreno una sobrecarga igual a las que se consideran en fase de construcción de $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

El cálculo de los empujes se lleva a cabo en efectivas considerando un ángulo de rozamiento efectivo de 35° y una cohesión efectiva de $c' = 0$.

Se realiza el cálculo en el estrato formado por los rellenos que se mencionan, que van desde la superficie hasta la cota $z = -5.3 \text{ m}$ en la base del encepado.

En la siguiente imagen se ven reflejados de forma gráfica los empujes efectivos ejercidos por el estrato llamado relleno 1:

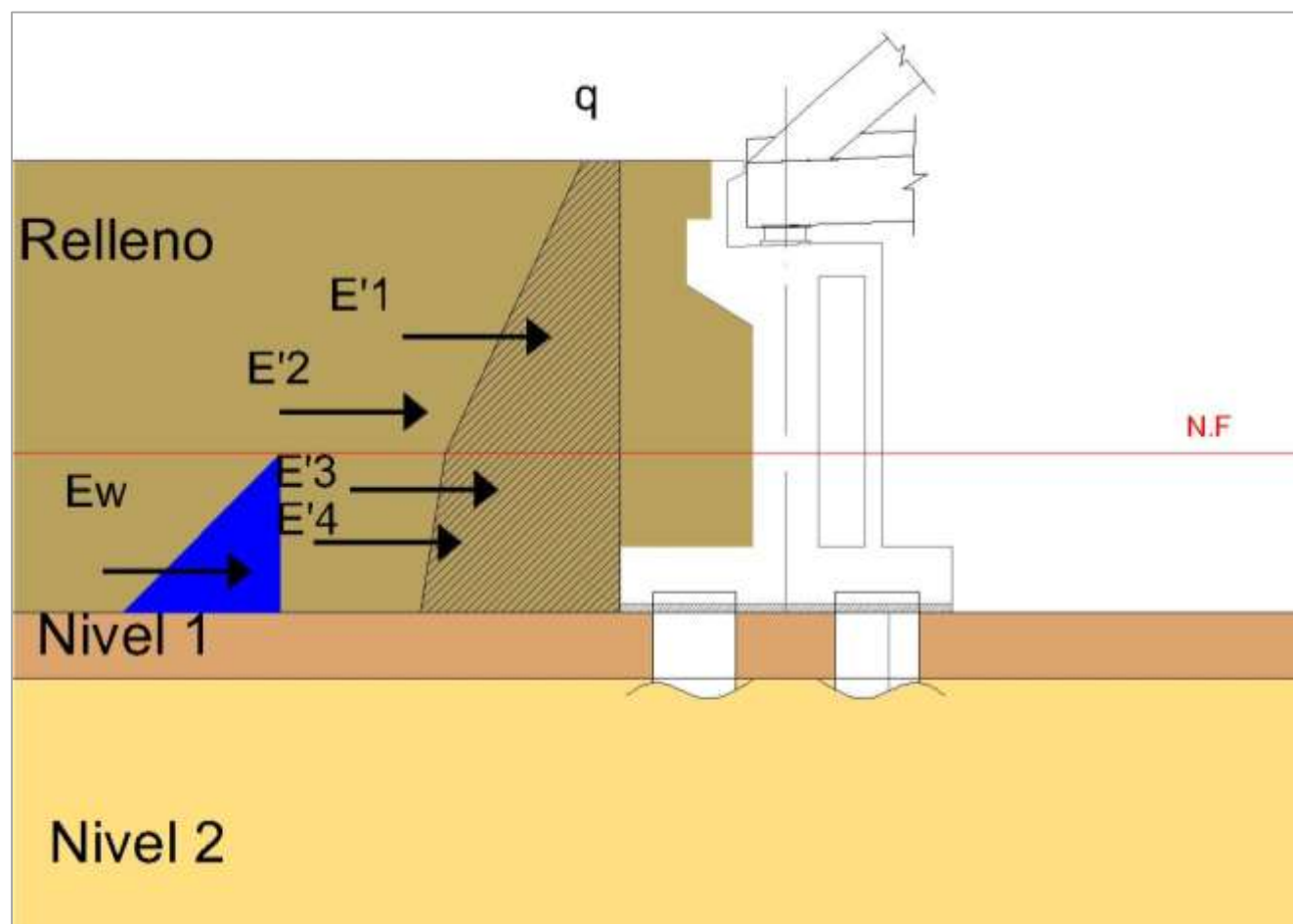


Figura 22. Imagen de los empujes ejercidos por el relleno 1. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

- **Relleno 1 ($0 < z < 5.3$)**

En los siguientes cálculos, se tomarán los empujes de acuerdo a la fórmula dada por Rankine:

$$e'_a(z) = k_a * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{k_a}$$

Como se puede comprobar, todos los parámetros están en efectivas.

De manera inicial, se obtienen las tensiones efectivas en dicho estrato (relleno 1):

$$\sigma'_v(z) = \sigma_v(z) - u(z)$$

Al tener el nivel freático a cota $z = -3.48 \text{ m}$, se tiene que diferenciar entre:

$$u_1 = 0 ; z \leq 3.48$$

$$u_2 = 10 * (z - 3.48) = 10z - 30.48 ; z > 3.48$$

Con las siguientes tensiones (teniendo en cuenta la carga $q = 10 \text{ KN/m}^2$)

$$\sigma_v(z) = 10 + 20 * 3.48 + 22 * (z - 3.48) = 22z - 3.04 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto se tendrán estas tensiones efectivas:

$$\sigma'_{v1}(z) = 22z - 3.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v2}(z) = 12z + 37.84 \text{ KN/m}^2$$

Siendo el coeficiente de empuje activo (k_a):

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271$$

Utilizando la fórmula de Rankine, en $z = 0$, $z = 3.48$ y $z = 5.3$:

$$e'_a(0) = 0.271 * (3.04) - 0 = 0.823 \text{ KN/m}^2$$

$$e'_a(3.48) = 0.271 * (22 * 3.4 + 3.04) - 0 = 21.57 \text{ KN/m}^2$$

$$e'_a(5.3) = 0.271(12 * 5.3 + 37.84) - 0 = 27.49 \text{ KN/m}^2$$

La resultante de empujes es la siguiente:

$$E'_1 = 0.823 * 3.48 = 2.864 \text{ KN}$$

$$E'_2 = \frac{21.57 - 0.823}{2} * 3.48 = 36.103 \text{ KN}$$

$$E'_3 = 21.57 * (5.3 - 3.48) = 39.26 \text{ KN}$$

$$E'_4 = \frac{27.49 - 21.57}{2} * (5.3 - 3.48) = 5.38 \text{ KN}$$

Y las distancias respecto la base del encepado de las resultantes son:

$$d_{E'1} = \frac{3.48}{2} + 1.82 = 3.56 \text{ m}$$

$$d_{E'2} = \frac{3.48}{3} + 1.82 = 2.98 \text{ m}$$

$$d_{E'3} = \frac{1.82}{2} = 0.91 \text{ m}$$

$$d_{E'4} = \frac{1.82}{3} = 0.61 \text{ m}$$

Una vez conocidos todos los empujes activos, podemos asimilar estos a un gran empuje de tierras, teniendo en cuenta ya la longitud del estribo:

$$E'_T = (E'_1 + E'_2 + E'_3 + E'_4) * L = 83.61 * 25 = \mathbf{2081.97 \text{ KN}}$$

Y su distancia respectiva es:

$$d_{Et} = \frac{E'_1 * d_{E'1} + E'_2 * d_{E'2} + E'_3 * d_{E'3} + E'_4 * d_{E'4}}{E'_T} = 1.87 \text{ m}$$

5.4.2.6 Acciones del tablero

En este caso, el tablero transmite las cargas verticales hacia estribo con cuatro apoyos que se encuentran respecto el eje y a las siguientes distancias (al centro O), conforme se puede comprobar en las figuras 11 y 20:

- Distancia de apoyos exteriores: 11.225 m
- Distancia de apoyos interiores: 4.24 m

Los cuatro apoyos se encuentran centrados respecto al eje x que pasa por el centro O.

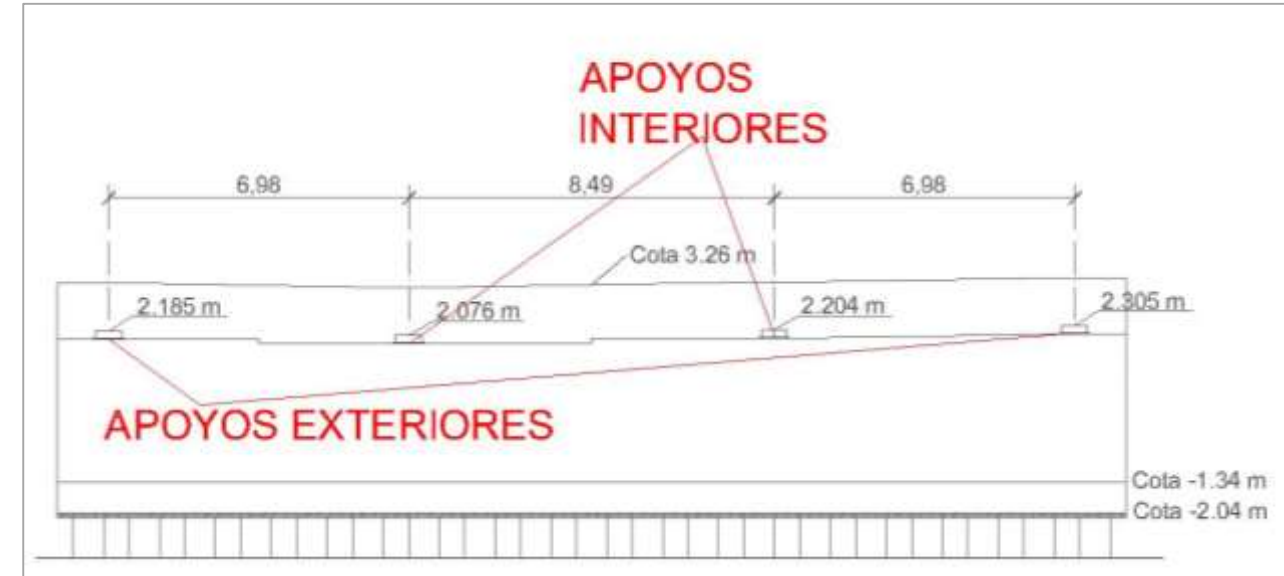


Figura 23. Localización de los apoyos interiores y exteriores. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

Se obtienen las cargas del tablero con ayuda del programa SAP, estableciendo las condiciones más desfavorables. En la siguiente tabla se muestran las cargas de dos apoyos, ya que decidimos coger las cargas mayores, ya que la diferencia entre las dos interiores y las dos exteriores es pequeña. Por ello, se decide tomar la mayor de las dos interiores y aplicarlas a los dos apoyos interiores (y lo mismo con los exteriores). Además, como los esfuerzos horizontales son muy pequeños en relación con los esfuerzos verticales, se decide prescindir de ellos. Esto se debe a que dichos esfuerzos horizontales se reparten entre los ocho apoyos de los dos estribos y por lo cual, la magnitud de estos esfuerzos resulta despreciable.

Resultando la siguiente tabla de esfuerzos verticales:

Acciones verticales (KN)	Apoyos interiores	Apoyos exteriores	Total en los 4 apoyos
Peso propio	966.61	755.30	3443.82
Carga muerta	491.77	429.10	1841.73
SC Aceras	286.77	275.14	1123.82
SC Tráfico	725.11	317.96	2086
Viento	524.42	512.67	23.5

*Todos los esfuerzos son verticales y hacia abajo (con nuestros ejes serian negativos), excepto el viento en apoyos exteriores (512.67 KN) que es vertical y hacia arriba.

Tabla 9. Distribución de esfuerzos en los apoyos del estribo sur. Fuente: Obtenidos con SAP.

5.4.3 Combinación de acciones.



Teniendo ya conocidos todos los esfuerzos actuantes se deben realizar las combinaciones necesarias, estas se llevan a cabo siguiendo el Apartado 2.6 Combinación de acciones que define las combinaciones como idénticas a la IAP-98, al encontrarse derogada se toma “IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”.

Se realizan dos tipos de combinaciones de acciones, las cuales son (de acuerdo con la GCOC, “Guía De Cimentaciones En Obras De Carreteras”):

- Combinación casi-permanente:

$$\sum \gamma_G * G_k + \sum \gamma_Q * Q_k * \varphi_2$$

- Combinación característica:

$$\sum \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k + \sum \gamma_Q * Q_k * \varphi_0$$

Siguiendo, como se ha mencionado, la GCOC, se procede a realizar las combinaciones siguiendo el método de los coeficientes globales de seguridad (método válido para realizar los cálculos geotécnicos). A partir de dicha norma, se tienen los siguientes coeficientes globales de seguridad y coeficientes de simultaneidad (“IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”):

- Coeficientes globales de seguridad:

Coef.	
γ_G	1
γ_Q	1

- Coeficientes de simultaneidad:

Coef.simul	φ_0	φ_2
Tráfico	0.4	0
Acera	0.4	0
Viento	0.6	0

Como se puede observar (previamente se ha calculado para tener la certeza), la combinación característica en este caso va a resultar más desfavorable que la combinación casi-permanente, por lo que los cálculos se llevan a cabo con la combinación característica. Así, estableciendo una serie de combinaciones, resultan los esfuerzos más desfavorables tales:

Combinación característica	
Nmax	17319.5 KN
Hy	0 KN
Hx	2494.36 KN
Mz	0 KN.m
My	4049.87 KN.m
Mx	6246.16 KN.m

Tabla 10. Esfuerzos obtenidos a partir de las combinaciones oportunas. Fuente: Elaboración propia con ayuda de las normas IAP-11 y GCOC.

5.4.4 Método simplificado para la obtención de esfuerzos en los pilotes

Se aplica el método simplificado a partir de las fórmulas dadas por la “Guía De Cimentaciones En Obras De Carreteras”, para reducir los esfuerzos del centro O de la base del encepado a la cabeza de cada pilote. Este método es válido en aquellos primeros tanteos de proyecto y situaciones sencillas que no requieran de la precisión de otros métodos más elaborados (se recuerda que esto es un Anteproyecto). Con este método se supone de partida, encepado rígido y grupo de pilotes articulados en cabeza (figura 24).

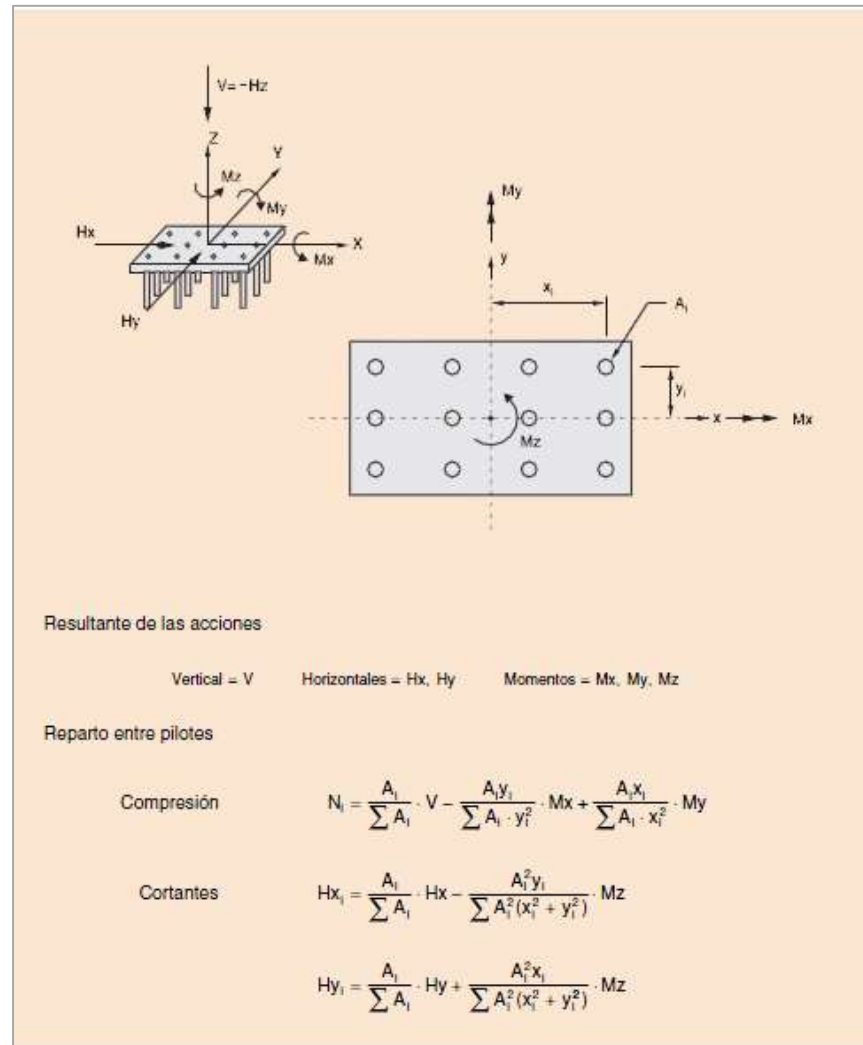


Figura 24. Método simplificado de obtención de esfuerzos en los pilotes. Fuente: Ap. 5.7 "Guía De Cimentaciones En Obras De Carreteras"

Aplicando el método mencionado, se obtienen los siguientes valores:

- Axil máximo (pilotes más cargado):

$$N_{\max} = 894.20 \text{ KN}$$

- Axil mínimo (pilote menos cargado):

$$N_{\min} = 549.09 \text{ KN}$$

- Cortantes:

$$H_y = 0 \text{ KN}$$

$$H_x = 103.94 \text{ KN}$$

5.4.5 Comprobaciones geotécnicas

5.4.5.1 Comprobación frente a hundimiento

Una vez establecidas todas las acciones que soporta el estribo, y su correspondiente distribución en los pilotes, se llevan a cabo una serie de comprobaciones geotécnicas para verificar que cumple en cuanto a hundimiento, asiento...

Con las características del pilotes, ya citadas (L=15 m; Diámetro= 1 m) se procede.

La carga de hundimiento de un grupo de pilotes puede alcanzarse por rotura general del terrenobajo el grupo de pilotes, o por rotura local del terreno en el entorno de algún pilote. Se van a realizar ambas comprobaciones siguiendo las indicaciones oportunas del artículo 5.10 *Guía de cimentaciones en obras de carretera* perteneciente al Ministerio de Fomento, al mismo tiempo se cumplirán los límites establecidos en la Tabla 5.6 de la misma.

Se utilizarán pilotes perforados de hormigón "in-situ", por lo que remitiéndonos a la tabla 5.6, se tiene:

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO		
	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*) F ₁	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F ₂	COMBINACIONES ACCIDENTALES F ₃
Cualquier tipo de pilotaje			
Método del SPT en suelos granulares	3	2,6	2,2
Método basado en el penetrómetro estático	2,5	2,2	1,8
Métodos basados en datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones	3,5	3	2,6
Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	3	2,6	2,2
Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas)	3	2,6	2,2
Basado en ensayos de carga	2	1,7	1,5

Figura 25. Imagen correspondiente a los coeficientes a adoptar para llevar a cabo las comprobaciones. Fuente: GCOC

La carga admisible por condición de hundimiento se define como la carga o resistencia de hundimiento del pilote (Q_h) dividida entre un coeficiente de seguridad (F), de tal forma:

$$Q_{adm,h} = \frac{Q_h}{F}$$



Para calcular la carga admisible, previamente se debe calcular la carga de hundimiento, definida como la suma de la resistencia por punta (Q_p) más la resistencia por fuste (Q_f) del pilote, en nuestro caso se tienen pilotes flotantes, es decir, que resisten mayormente por fuste. Ambos parámetros se calculan mediante el método que utiliza valores resistentes del modelo de Mohr-Coulomb.

$$Q_h = Q_f + Q_p$$

Se comienza por el pilote aislado, sin relacionarlo con el grupo que recoge el encepado.

5.4.5.1.1 Pilote aislado

En primer lugar, se comienza con el cálculo de la resistencia por punta. Para realizar el cálculo de la resistencia por punta, primero debemos calcular la resistencia unitaria por punta y el correspondiente área de la punta (que es el área de la sección transversal directa). Como se ve en la siguiente imagen extraída de la GCOC, para realizar el cálculo de la resistencia unitaria por punta, se deben obtener los parámetros del terreno que se encuentra en la zona de influencia de la punta. Esta zona está regida por dos partes:

- La parte superior de la punta, llamada zona pasiva: $Zona\ pasiva = 6 * D = 6m$
- La parte inferior de la punta, llamada zona activa: $Zona\ activa = 3 * D = 3m$

Como se observa, al tener pilotes de 15 m de longitud, la punta llegará a una cota de $z = -20.15$ m, ya que desde la superficie hay 5.3 m a la base del encepado y luego 15 m de los 15 m de longitud del puente, se encuentran dentro del encepado.

Por tanto la zona de influencia de la punta corresponde al nivel 3 ($12 < z < 22$).

Como se ha comentado, se calcula a corto plazo por ser más desfavorable en terrenos cohesivos, de ahí que:

$$c' = \frac{R_u}{2} = S_u$$

$$\phi = 0$$

Siendo la S_u la resistencia a corte sin drenaje, definida como:

$$S_u = \frac{R_u}{2} = \frac{195}{2} = 97.5 \text{ KPa}$$

$$R_u = 195 \text{ KPa}$$

La resistencia por punta de un pilote viene definida por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" como:

$$Q_p = A_p * q_p$$

Siendo q_p la resistencia unitaria por punta y A_p el área de la punta.

Se calcula la resistencia unitaria por punta a partir de la fórmula que relaciona los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb:

$$q_p = c' * N_c + \sigma'_{vo} * N_q$$

Según la GCOC, las aproximaciones de Coulomb son correctas a una profundidad de punta inferior a $20D$ ($z_p < 20D$), como la $z_p = 20.15$ m y es mayor que $20D = 20$ m, se utiliza este valor de $20D$ para el cálculo de las σ'_{vo} .

Se lleva a cabo el cálculo de los factores de capacidad de carga:

$$N_q = 1.5 * \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} * e^{\pi \tan \phi} * f_d$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

Siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno, que en nuestro caso es 0.

Para obtener los factores de capacidad de carga, se debe calcular previamente f_d :

$$f_d = 1 - \frac{1}{3} * D \geq \frac{2}{3}$$

$$\text{Con } D = 1 \text{ m: } f_d = 1 - \frac{1}{3} * 1 = 0.67 \geq \frac{2}{3}$$

Por tanto:

$$N_q = 1.5 * \frac{1 + \sin 0}{1 - \sin 0} * e^{\pi \tan 0} * 0.67 = 1$$

Para el cálculo de N_c , hay que realizar como dice la norma para corto plazo, es decir con la fórmula siguiente:

$$N_c = 9 * f_d = 9 * 0.67 = 6$$

Seguidamente se obtiene σ'_{vo} a una profundidad de $20D$ como rige la norma GCOC. En la siguiente fórmula por simplificar los cálculos, se supone que el encepado se encuentra en la separación entre los estratos llamados Nivel 1 y Nivel 2, es decir, la cota de separación de niveles es de $z = -5.3$ m en vez de la cota $z = -6$ m que es la que aparece en los sondeos (lo que solo se realiza en este cálculo):

$$\sigma'_{vo}(z) = \sigma_{vo}(z) - u(z)$$

$$\sigma_{vo}(z) = 10 + 20 * 3.48 + 22 * 1.82 + 22 * 6.7 + 18.5 * (z - 12) = 18.5z + 81.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v(20) = 454.56 \text{ KN/m}^2$$

$$u(20) = 165.2 \text{ KN/m}^2$$

De tal modo que:

$$\sigma'_{vo}(z) = \sigma_{vo}(z) - u(z) = 454.56 - 165.2 = 286.36 \text{ KN/m}^2$$

Con todo, se tiene:

$$q_p = c' * N_c + \sigma'_{vo} * N_q = 1 * 286.36 + 6 * 97.5 = 874.28 \text{ KN/m}^2$$

Siendo el área por punta:

$$A_p = \pi * R^2 = \pi * 0.5^2 = 0.785 \text{ m}^2$$

Obteniendo como resultado final:

$$Q_p = A_p * q_p = 0.785 * 874.28 = 686.31 \text{ KN}$$

La resistencia por fuste de un pilote viene definida por la “Guía de cimentaciones en obras de carretera” como:

$$Q_f = q_f * A_f$$

Siendo q_f la resistencia unitaria por fuste y A_f el área por fuste del pilote.

Se calcula la resistencia unitaria por fuste de la siguiente manera:

$$q_f = c_a + K_s * tg(\delta) * \sigma'_v$$

Según la “Guía de Cimentaciones en obras de carretera”, tenemos que: $K_s * tg(\delta) = 0.3$

Como el terreno es completamente cohesivo, la fórmula se reduce a:

$$q_f = c_a = \alpha * S_u = S_u * \frac{p_o}{S_u + p_o} = S_u * \frac{100}{S_u + 100}$$

Método alfa

Siendo en la formula la presión de referencia (p_o) de valor igual a 100 KPa. Este método alfa, según la norma, se puede aplicar a aquellos fustes que estén en contacto con terrenos arcillosos saturados (como es nuestro caso).

Como se ha comentado en el “anejo Estudio Geológico-Geotécnico” los valores de la resistencia a compresión simple (R_u) no son muy seguros, ya que los sondeos resultaron fallidos y se tuvieron que obtener por una serie de correlaciones a partir de los datos. Por tanto los valores de resistencia al corte sin drenaje quedan:

- Estrato Nivel 1: $S_{u1} = 75 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 2: $S_{u2} = 100 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 3: $S_{u3} = 97.5 \text{ kPa}$

Así se tiene para los diferentes estratos:

- Estrato Nivel 1: $q_{u1} = 42.857 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 2: $q_{u2} = 50 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 3: $q_{u3} = 49.36 \text{ kPa}$

Estableciendo una correlación con todos los estratos (sus espesores), y el perímetro del pilote (3.14 m^2), se obtiene:

$$Q_f = q_f * A_f = (42.857 * 0.6 + 50 * 6 + 49.36 * 8.15) * 3.14 = 2285.91 \text{ KN}$$

Siendo, los espesores correspondientes a cada estrato son:

- Nivel 1: 0.6 m
- Nivel 2: 6 m
- Nivel 3: 8.15 m

Obtenidas tanto la resistencia por punta como la resistencia por fuste del pilote, se tiene que la resistencia por hundimiento es:

$$Q_h = Q_f + Q_p = 2285.91 + 686.31 = 2972.22 \text{ KN}$$

Una vez conocida la carga de hundimiento total del pilote aislado, se recurre a la tabla anteriormente expuesta (Tabla 5.6 GCOC o figura 25 del presente anejo) para verificar si cumple por hundimiento.

Aplicando el coeficiente de seguridad F (cuyo valor se fija en 2.6 para la combinación característica):

$$F = \frac{Q_h}{Q_{adm,h}} = \frac{2972.22}{894.2} = 3.32 \leq 2.6$$

Por lo que, se cumple esta primera comprobación de hundimiento.

5.4.5.1.1 Grupo de pilotes

Ahora se pasa a realizar la misma comprobación de hundimiento para un grupo de pilotes. En este caso se constituye un encepado que agrupa dos filas paralelas al muro principal de 12 pilotes cada una (24 pilotes en total en cada estribo).

Así el grupo de pilotes se asimilará a un gran pilote virtual cuya sección sea tal que englobe a todas las secciones transversales de todos los pilotes y del terreno existente entre ellos.

Una vez realizada dicha transformación se prosigue de igual modo que para un pilote aislado teniendo en cuenta todo el sobrepeso debido a las tierras y además, la resistencia por fuste del contorno donde haya terreno y no pilote tendrá el mismo valor que en el contacto real pilote-terreno.

Siendo entonces:

$$\text{Área grupo de pilotes} = 91.76 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro grupo de pilotes} = 53.14 \text{ m}$$

Para calcular la carga de hundimiento del total de pilotes se realiza el mismo proceso que antes.

El pilote virtual tendrá también 15 m de longitud. Por lo que la punta llegará a una cota de $z = -20.15 \text{ m}$.

Por tanto la zona de influencia de la punta también corresponde al nivel 3 ($12 < z < 22$).

Mismos parámetros que para pilote aislado:

$$c' = \frac{R_u}{2} = S_u$$

$$\phi = 0$$

Siendo la S_u :

$$S_u = \frac{R_u}{2} = \frac{195}{2} = 97.5 \text{ KPa}$$



$$R_u = 195 \text{ KPa}$$

Se calcula la resistencia por punta:

$$Q_p = A_p * q_p$$

Siendo q_p la resistencia unitaria por punta y A_p el área de la punta.

El área por punta del grupo de pilotes se obtiene a través de un diámetro equivalente:

$$Deq = \sqrt{\frac{4}{\pi} * A} = 10.8 \text{ m}^2$$

Siendo $A = 0.785 \text{ m}^2$

Se calcula la resistencia unitaria por punta a partir de la fórmula que relaciona los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb:

$$q_p = c' * Nc + \sigma'_{vo} * Nq$$

Se lleva a cabo el cálculo de los factores de capacidad de carga:

$$Nq = 1.5 * \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} * e^{\pi * \tan \phi} * f_d$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan \phi}$$

Para obtener los factores de capacidad de carga, se debe calcular previamente f_d :

$$f_d = 1 - \frac{1}{3} * D \geq \frac{2}{3}$$

Con $D = 1 \text{ m}$: $f_d = 1 - \frac{1}{3} * 1 = 0.67 \geq \frac{2}{3}$

Por tanto:

$$Nq = 1.5 * \frac{1 + \sin 0}{1 - \sin 0} * e^{\pi * \tan 0} * 0.67 = 1$$

El cálculo sigue siendo a corto plazo, por lo que Nc :

$$Nc = 9 * f_d = 9 * 0.67 = 6$$

Seguidamente se obtiene σ'_{vo} , que será idéntica a la del pilote aislado ya que depende de la profundidad y la profundidad no cambia:

$$\sigma'_{vo}(z) = \sigma_{vo}(z) - u(z)$$

$$\sigma_{vo}(z) = 10 + 20 * 3.48 + 22 * 1.82 + 22 * 6.7 + 18.5 * (z - 12) = 18.5z + 81.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v(20) = 454.56 \text{ KN/m}^2$$

$$u(20) = 165.2 \text{ KN/m}^2$$

De tal modo que:

$$\sigma'_{vo}(z) = \sigma_{vo}(z) - u(z) = 454.56 - 165.2 = 286.36 \text{ KN/m}^2$$

Con todo, se tiene:

$$q_p = c' * Nc + \sigma'_{vo} * Nq = 1 * 286.36 + 6 * 97.5 = 874.28 \text{ KN/m}^2$$

Siendo el área por punta:

$$A_p = \pi * R^2 = \pi * 5.4^2 = 91.67 \text{ m}^2$$

Siendo el diámetro el anterior calculado: $D = 10.8 \text{ m}$

Obteniendo como resultado final:

$$Q_p = A_p * q_p = 91.67 * 874.28 = 80224.39 \text{ KN}$$

La resistencia por fuste de un pilote viene definida por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" como:

$$Q_f = q_f * A_f$$

Siendo q_f la resistencia unitaria por fuste y A_f el área por fuste del pilote.

Se comienza calculando la resistencia unitaria:

$$q_f = c_a + K_s * tg(\delta) * \sigma'_v$$

Como el terreno es el mismo, la fórmula se reduce a:

$$q_f = c_a = \alpha * S_u = S_u * \frac{p_o}{S_u + p_o} = S_u * \frac{100}{S_u + 100}$$

Método alfa

Siendo en la formula la presión de referencia (p_o) de valor igual a 100 KPa.

Los siguientes valores son idénticos ya que dependen del terreno y este es el mismo.

Los valores de la resistencia a compresión simple (R_u):

- Estrato Nivel 1: $S_{u1} = 75 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 2: $S_{u2} = 100 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 3: $S_{u3} = 97.5 \text{ kPa}$

Así se tiene para los diferentes estratos:

- Estrato Nivel 1: $q_{u1} = 42.857 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 2: $q_{u2} = 50 \text{ kPa}$



- Estrato Nivel 3: $q_{u3} = 49.36 \text{ kPa}$

Calculando ahora Q_f con el perímetro del grupo de pilotes (53.14 m) se obtiene:

$$Q_f = q_f * A_f = (42.857 * 0.6 + 50 * 6 + 49.36 * 8.15) * 53.14 = 38685.82 \text{ KN}$$

Obtenidas tanto la resistencia por punta como la resistencia por fuste del pilote, se tiene que la resistencia por hundimiento es:

$$Q_h = Q_f + Q_p = 38685.82 + 80224.39 = \mathbf{118910.21 \text{ KN}}$$

Previo a la comprobación de hundimiento, se obtiene el peso de las tierras que hay entre los pilotes.

Para ello se calcula el área total de los pilotes (de los 24 que agrupa el encepado):

$$A_{pilotes} = 24 * \pi * r^2 = 24 * \pi * 0.5^2 = 18.85 \text{ m}^2$$

Y posteriormente, se le resta al área total calculada:

$$A_{tierras} = A_T - A_{pilotes} = 91.67 - 18.85 = 72.91 \text{ m}^2$$

Así el peso de las tierras se calcula de tal forma:

$$W_{tierras} = \sum A * H * \gamma = 72.91 * (0.7 * 21 + 6 * 22 + 8.15 * 18.5) = 21688.9 \text{ KN}$$

*Se realiza esta fórmula con los espesores de los estratos anteriormente mencionados y con sus respectivas densidades saturadas (ya que se encuentran por debajo del nivel freático).

De igual forma, una vez conocida la carga de hundimiento total del pilote aislado, se recurre a la tabla anteriormente expuesta (Tabla 5.6 GCOC o figura 25 del presente anejo) para verificar si cumple por hundimiento.

Aplicando el coeficiente de seguridad F (cuyo valor se fija en 2.6 para la combinación característica):

$$F = \frac{Q_h}{Q_{adm,h}} = \frac{118910.21}{17319.49 + 21688.99} = \mathbf{3.04 \leq 2.6}$$

Por lo que, también se cumple esta comprobación de hundimiento.

5.4.5.2 Comprobación de la resistencia a arranque

Esta comprobación a arranque supone que los pilotes estén trabajando a tracción, lo que no es normal en cimentaciones profundas en obras de carretera ya que no es una buena disposición estructural. En este proyecto, como se ha demostrado anteriormente (con la distribución de esfuerzos), todos los pilotes se encuentran comprimidos.

Por tanto no se ve necesario realizar esta comprobación.

5.4.5.3 Comprobación de rotura horizontal del terreno

Los esfuerzos capaces de generar la rotura horizontal del terreno son aquellos que son transversales al eje del pilote, es decir, los esfuerzos horizontales. Además, cuando el pilote es bastante resistente y el terreno es muy débil (no es nuestro caso) se puede llegar a producir el agotamiento o fallo por rotura horizontal del terreno.

Sin embargo, en este caso tampoco se ve necesario llevar a cabo esta comprobación pues los esfuerzos horizontales son despreciables frente a los verticales de gravedad que son los predominantes.

5.4.5.4 Rotura estructural (Tope Estructural)

El tope estructural representa la máxima carga que puede soportar el pilote como un elemento propiamente estructural. Se tiene que llevar a cabo esta comprobación para evitar la rotura del pilote y para ver que no se desaprovecha su utilización.

El tope estructural también se puede definir como la máxima carga en servicio a la que se puede cargar un pilote, por lo que se debe ver que las cargas que actúan sobre los pilotes no superen este valor o tope.

Para hacer esa verificación, sería necesario realizar todos los cálculos de distribución de acciones entre los pilotes (en caso de grupos de pilotes), para todas y cada una de las situaciones de proyecto. En la GCOC se admite calcular un valor representativo de la carga vertical máxima que se denomina «carga de servicio» y que se define. La carga de servicio no debe superar al valor del tope estructural.

Se define en nuestro caso la carga de servicio como la carga que actúa sobre el pilote más solicitado en la combinación de acciones característica (en situación persistente o transitoria y a corto plazo, que es el caso) entre 1.10. De tal modo que:

$$Q_{sv} = \frac{894.2}{1.10} = 812.92 \text{ KN}$$

Que deberá ser menor al tope estructural.

Para calcular el tope estructural del pilote, se recurre a la “Guía de Cimentaciones en obras de carretera”:

$$T_e = A * \sigma_e$$

Donde A es el área de la sección transversal del pilote y σ_e lo se obtiene de la guía con apoyo en la siguiente tabla:

TIPO DE PILOTE		VALORES DE σ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ($f_{ck} - 0,90 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálico	0,33 f_{yk}	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

Figura 26. Obtención de σ_e . Fuente: GCOC

Tenemos que:

$$T_e = A * \sigma_e = 0.785 * 5 \text{ MPa} = \mathbf{3925KN}$$

$$A=0.785 \text{ m}^2 \text{ (obtenida anteriormente)}$$

$$\sigma_e = 5 \text{ MPa por ser pilote perforado de hormigón in – situ en suelo firme}$$

Se puede comprobar que:

$$Q_{sv} = 812.92 \text{ KN} \leq 3925 \text{ KN}$$

Por lo que se cumple holgadamente esta condición.

5.4.5.5 Pandeo

En una primera vista se observa que habrá seguridad frente al pandeo ya que todos nuestros estratos poseen una resistencia similar y el pandeo se produce cuando hay una alternancia de estratos resistentes con estratos no resistentes.

De todos modos se procede a realizar el cálculo para verificar esta comprobación:

$$Np = 8 * \sqrt{s_u * E * I}$$

Donde:

Npandeo: Carga teórica de pandeo.

s_u : Resistencia media al corte sin drenaje en el estrato blando.

E : Módulo de elasticidad del material del pilote.

I : Momento de inercia de menor valor en la sección transversal del pilote.

Se tiene la resistencia a corte sin drenaje del estrato más blando, que corresponde al estrato del Nivel 1:

$$s_u = 75 \text{ KPa}$$

El módulo de elasticidad del terreno se obtiene a partir de:

$$E = 22000 * \left(\sqrt{\frac{fck + 8}{10}} \right)^{0.3} = 26877.58 \text{ MPa}$$

$$\text{Con } I = \frac{1}{64} * \pi * D^4 = 0.0490 \text{ m}^4$$

Sustituyendo en la fórmula anterior:

$$Np = 8 * \sqrt{s_u * E * I} = 8 * \sqrt{75 * 26877580 * 0.0490} = 79508.53 \text{ KN}$$

Comprobándose así, que la carga que actúa sobre el pilote es mucho menor que la carga de pandeo.

5.4.5.6 Deformabilidad de cimentaciones profundas

En este apartado habrá que referirse al punto 5.13 de la GCOC. En esta guía aparece como un procedimiento para obtener la deformabilidad que puede ser de interés para el estudio de la interacción terreno-estructura.

Al igual que la carga por hundimiento, se debe realizar el cálculo tanto del pilote aislado como del grupo de pilotes.

5.4.5.6.1 Pilote aislado

El asiento, s, de la cabeza del pilote aislado sometido a compresión Np depende en su mayor parte de las características del mismo y del terreno.



En este apartado en concreto, a partir del valor dado por la GCOC de asiento límite para losas (50 mm), ya que no queda claro si el encepado lo debemos aproximar a una zapata (cuyo asiento límite es 25 mm) o a una losa. Por tanto se decide, realizar los cálculos con la disposición de losa. Seguidamente se calculará la N_p con el asiento límite y se comprobará que la carga es mayor que la real que actúa sobre el pilote.

Aunque se han propuesto métodos muy diversos para relacionar la rigidez vertical con los parámetros del terreno, se ha observado que dicha correlación es débil. Por dicho motivo, se recomienda calcular el asiento con una expresión universal, independiente de las características de deformabilidad del terreno, basada en un dato empírico: el asiento de los pilotes aislados sometidos a su carga de servicio suele estar en el entorno del uno por ciento del diámetro, siempre que la situación de servicio esté suficientemente lejos del hundimiento.

La obtención de la carga admisible por condición de asiento se realiza mediante la fórmula indicada en el apartado 5.13.1.1 de la "Guía de Cimentaciones en obras de carretera":

$$N_p = \frac{S}{\left(\frac{D}{40 \cdot Q_h} + \frac{L_c}{A \cdot E}\right)}$$

Siendo:

- N_p , la carga admisible por condición de asiento en el estribo sur a determinar.
- s , asiento de la cabeza del pilote aislado. En nuestro caso, se asimila el pilote a una losa con la que asiento máximo es de 5 cm.
- D , diámetro del pilote que en nuestro caso es 1 m.
- Q_h , la carga de hundimiento del estribo sur, 2972.22 kN.
- L_c , la longitud de cálculo que en nuestro caso se corresponde a 15 m disminuida en un tercio de la longitud enterrada del pilote.
- A , el área neta de la sección transversal del pilote. En nuestro caso es $A = \pi \cdot 0,5^2 = 0,785 \text{ m}^2$.
- Módulo de elasticidad del pilote (obtenido anteriormente), $E = 26877.58 \text{ MPa}$

Sustituyendo los valores indicados en la fórmula, se obtiene:

$$N_p = \frac{0.05}{\left(\frac{1}{40 \cdot 2972.22} + \frac{15 - \frac{14.85}{3}}{0.785 \cdot 26877.58}\right)} = 5625.847 \text{ kN}$$

Como se observa la carga admisible con el asiento límite, dado por la GCOC para losas, por condición de asiento es bastante mayor que la carga que actúa sobre el pilote, por lo que se cumple esta comprobación también.

5.4.5.6.2 Grupo de pilotes

Una vez obtenido el asiento de un pilote aislado, el cual se obtiene por relación con sus características ya que la relación entre la rigidez vertical de un pilote y los parámetros del terreno es muy débil.

Seguidamente, se pasa al cálculo del asiento del grupo de pilotes, s_g . Este asiento depende de varios factores tales como la carga que actúa sobre el grupo de pilotes, las características geométricas del grupo de pilotes, la deformabilidad general del terreno y la deformabilidad local de terreno en las zonas de contacto terreno-pilotes. En este apartado, al contrario que en el anterior, se calculará directamente el valor del asiento grupal y se relacionará con los valores límite establecidos.

Según la GCOC, la fórmula para el cálculo del asiento del grupo de pilotes se corresponde con:

$$s_g = s_o + \frac{N_g \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot \left((B_g + H1) \cdot (L_g + H1)\right)^{0.5}}$$

Donde:

- s_o es el asiento de un pilote aislado (con la carga que actúa sobre el grupo de pilotes repartida entre todos ellos).
- N_g es la carga vertical que actúa sobre el grupo.
- E y ν son los parámetros del modelo elástico del terreno (coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad).
- L_g y B_g son las correspondientes dimensiones de la malla equivalente a la cual hay que asimilar el grupo de pilotes.
- $H1$ es la altura por encima de las puntas de los pilotes, que corresponde a un tercio de la longitud total enterrada de los pilotes ($\frac{14.85}{3} = 4.95 \text{ m}$).

Para llevar a cabo el cálculo, se realiza suponiendo que el grupo de pilotes forma una malla con un número de filas (n) y un número de columnas (m) en cuyos vértices se apoyan los pilotes de diámetro D y longitud L (con separación s entre ellos).

Por tanto las dimensiones de esta malla serían las siguientes:

- Ancho (dimensión menor en planta):

$$B_g = (n - 1) \cdot s_f + D = (2 - 1) \cdot 3 + 1 = 4$$

Siendo s_f la separación de filas de pilotes (3 m) y n el número de filas que agrupa el encepado, que en este caso resulta ser de 2 filas de 12 pilotes cada una.

- Longitud (dimensión mayor en planta):

$$L_g = (m - 1) \cdot s_c + D = (12 - 1) \cdot 2 + 1 = 23$$

Siendo s_c la separación de columnas (2 m) y m el número de columnas que agrupa el encepado, que sería de 12 columnas, es decir, las 12 parejas de pilotes.

Después, la carga vertical que actúa sobre el grupo corresponde a aquella que interacciona sobre el encepado, es decir, la carga gravitatoria vertical. En ella se puede incluir el peso de las tierras que se encuentran por encima de éste y también el rozamiento negativo (que en este caso no se considera). En este caso, la carga N_g se corresponde con la calculada anteriormente:

$$N_g = 17319.5 \text{ kN}$$



El asiento vertical de un pilote aislado, s_o . Para realizar el cálculo debemos aplicar la fórmula correspondiente (la utilizada en el apartado anterior). Considerando que la fuerza Ng se reparte entre todos los pilotes ya que corresponde con el asiento que tendrá un pilote (aislado) y sometida a una carga axial igual a la media de las que corresponden a cada uno de los pilotes del grupo.

Por tanto:

$$s_o = \frac{17319.5}{24} * \left(\frac{1}{40 * 2972.22} + \frac{15 - \frac{14.85}{3}}{0.785 * 26877580} \right) = 6.40 \text{ mm}$$

Posteriormente se obtienen los parámetros del modelo de elasticidad del terreno, v y E . Estos parámetros se deben obtener de la zona de influencia que nombra la GCOC en el punto 5.13. Estas dimensiones son las siguientes: H_1 por encima de la punta, es decir, un tercio de 14.85 (4.95 m) y por debajo una profundidad igual al ancho de la malla equivalente del grupo, B_g (4 m). De tal forma, que el estrato realmente influyente se corresponde con el estrato llamado Nivel 3, cuyos valores de E y v son:

Estos parámetros han sido obtenidos con ayuda de una serie de correlaciones de la CTE ("Código Técnico de Edificación"*):

El módulo de elasticidad del terreno se obtiene a partir de la tabla de CTE (más concretamente de la Tabla 23.D del CTE *"Código Técnico de Edificación"*):

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Tabla 11. Relación de parámetros del terreno. Fuente: Tabla 23.D del CTE "Código Técnico de Edificación"

Mientras que el coeficiente de Poisson, también dado por el CTE, se suele asemejar a 0.4, por lo que se toma este valor.

Sustituyendo en la formulación inicial, se tiene un asiento del grupo de:

$$s_g = s_o + \frac{Ng * (1 - v^2)}{E * ((B_g + H_1) * (L_g + H_1))^{0.5}} = 0.0064 + \frac{17319.50 * (1 - 0.4^2)}{40000 * ((4 + 4.95) * (23 + 4.95))^{0.5}} = 24.79 \text{ mm}$$

Una vez obtenido, se relaciona con los valores límite obtenidos de la limitación de asientos existente según el artículo 4.8.5 Movimientos admisibles de la *"Guía de cimentaciones en obras de carretera"*. En nuestro caso se corresponde con un encepado que se asemeja a una zapata corrida, y cierta norma no establece ningún valor límite

para una zapata corrida en concreto, por lo que debemos asimilarlo a una losa (como en el apartado anterior de pilote aislado), donde el valor límite es de 50 mm. Como se puede comprobar, el valor del asiento provocado por la carga que actúa sobre el grupo es holgadamente aceptable ya que se encuentra por debajo del límite:

$$24.79 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm}$$

Sin embargo, si se asimila el encepado a una losa, el valor del asiento límite es algo más restrictivo ya que se establece un valor límite de 25 mm. De todos modos se puede observar que asimilando el encepado a una zapata se cumplen los valores del pilote aislado y del grupo de pilotes:

- Pilote aislado:

Cuyo asiento (con la carga que actúa sobre su cabeza de 894.2 KN) es de 7.9 mm:

$$7.9 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$$

- Grupo de pilotes:

$$24.9 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm}$$

5.5 Estribo norte (Sondeo SM-2)

Tras la realización del sondeo SM-2, se obtiene el siguiente perfil del terreno:

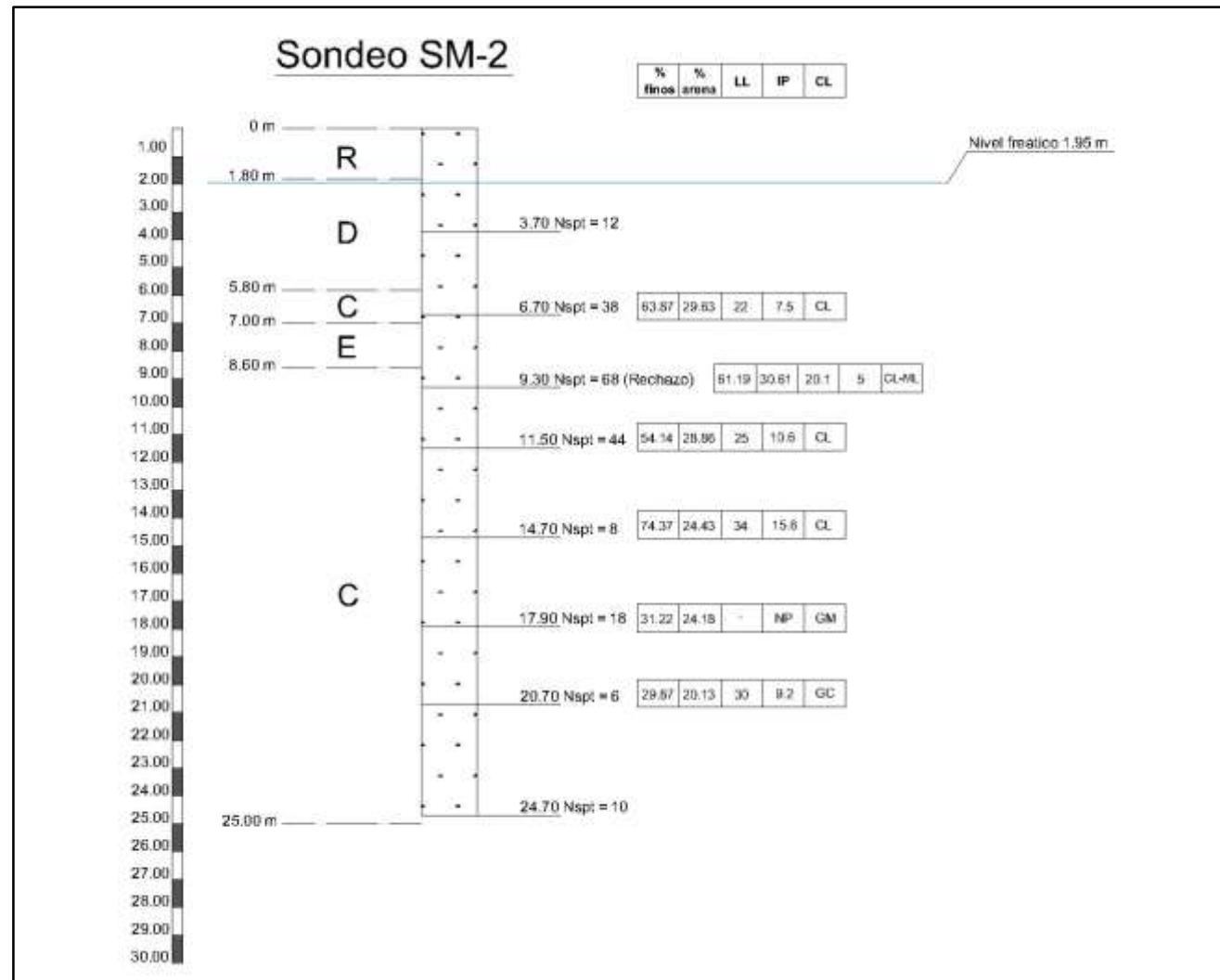


Figura 27. Características del terreno en el estribo norte. Fuente: Imagen realizada con AutoCAD.

Se puede observar el tipo de terreno que hay en la zona donde se encuentra el estribo norte. Este terreno consta de un primer relleno (R) que en este caso, a diferencia del estribo sur, es de hormigón. Posteriormente hay una fina capa de 4 m de gravillas con algo de gravas en matriz arenosas (D), seguido de un estrato bastante fino de 1.20 m de arcillas con algo de arenas (C) y seguido de 1.60 m de costra calcárea blanda (E). Finalmente el sondeo termina en un estrato muy potente de 16.4 m de arcillas con algo de arenas (C).

Después de esta breve caracterización del terreno (más extensa en el "Anejo N-3: Informe geotécnico", se procede a realizar el mismo procedimiento que en el estribo sur. Hay que destacar que los cálculos son bastante similares en ambos estribos. Esto se debe a que el material de relleno utilizado en el estribo sur, llamado anteriormente Relleno 1, también se coloca en este estribo, de forma que el peso y los empujes de tierras son idénticos ya que, como se ha comentado, es cierto que no serán solamente los empujes que actúen sobre el estribo porque se

extienden a poco más de 4 m a partir del borde del encepado, y el resto estará formado por terreno natural, pero en el caso de este Anteproyecto en cuestión, no se consideran.

Además, incluso en el terreno natural, ambos estribos son muy similares con la única salvedad importante del relleno superior (con compacidad similar al hormigón) y de la capa que se encuentra en el Nivel 1 de este estrato, que está compuesta por material granular (gravilla) mientras que en el estribo sur está formada por material cohesivo. El resto es similar.

También cabe mencionar que geométrica y constructivamente ambos estribos son idénticos.

Se dice que los cálculos son idénticos, por el motivo de que las zonas más importantes de cálculo como son la zona de influencia de la punta y del fuste son similares en ambos estribos (la parte superior del fuste sería distinta en esos 0.7 m iniciales, ya que en el estribo norte estarían formados por gravas, pero en algunos cálculos como se ha comentado, se asimila que coincide con la base del encepado, por simplicidad).

Una vez establecido el tipo de terreno, y su relación con el estribo sur, se procede:

5.5.1. Reducción de esfuerzos al centro de la base encepado

Al igual que en el estribo sur, la resolución se realiza acorde a la GCOC ("Guía De Cimentaciones En Obras De Carretera"). Para la reducción de esfuerzos se considera el centro O como el centro de la base del encepado, que se encuentra desde la superficie a una profundidad de 5.3 m.

Los ejes coinciden con:

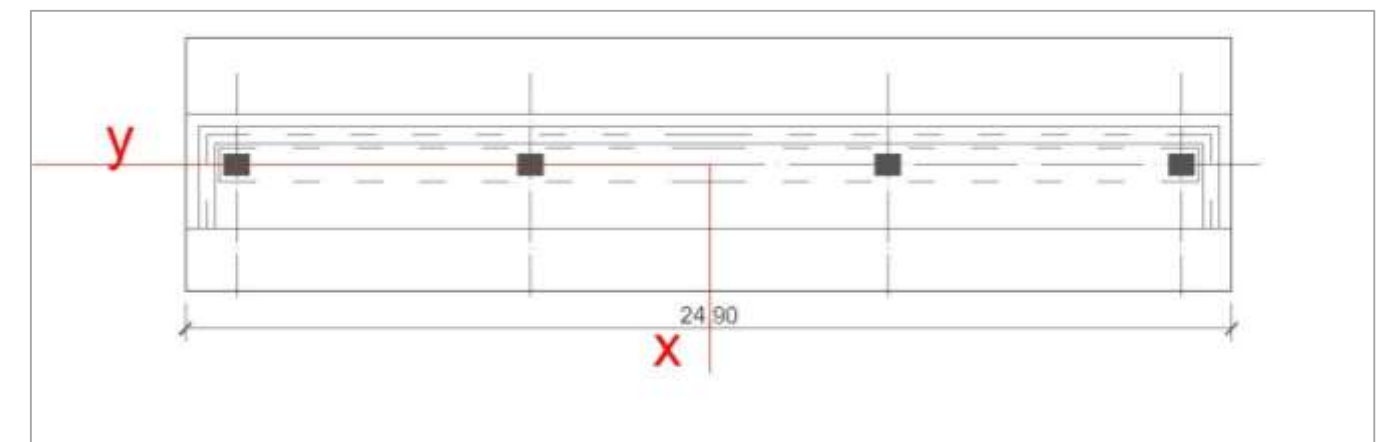


Figura 28. Ejes considerados para el cálculo. Fuente: Elaboración propio con AutoCAD.

El eje z se considera como el eje vertical, siendo negativo hacia el terreno.

5.5.2 Cargas actuantes sobre el estribo norte

Las acciones a soportar por el estribo tienen los mismos orígenes:

- Peso propio del estribo (peso del muro principal y encepado, peso del muro cajero y porexpan).
- Peso de las tierras del trasdós del muro que se encuentran sobre el encepado.
- Empuje del agua de la parte del trasdós del muro.
- Empuje de las tierras (con sobrecarga impuesta de 10 KN/m²).
- Acción del tablero.

El rozamiento negativo se desprecia también en este apartado 5.4. Los cálculos posteriores se realizan a corto plazo, pues el estribo norte está formado a partir de la base del encepado por material cohesivo al igual que el estribo sur.

Como se ha comentado anteriormente, en cuanto a las acciones verticales del tablero sobre el estribo, al tener cuatro apoyos en los dos estribos, se cogen las cargas verticales más desfavorables de entre esos ocho apoyos. Una vez obtenidos esos dos valores (de distinción entre apoyos interiores y exteriores) se realiza el cálculo en ambos estribos. Se realiza suponiendo esos dos valores ya que la diferencia entre los apoyos interiores y exteriores es mínima y solo habría diferencia entre los dos arcos, pero de esta forma, se coge el arco que impone las cargas más desfavorables, quedando del lado de la seguridad. Los momentos creados se obtienen a partir de las combinaciones que hacen que sean más desfavorables para el puente (como cargar un arco con todos los esfuerzos de sobrecarga y el otro arco a peso propio...).

Los valores de las acciones a soportar por el estribo norte son similares a los del estribo sur. Por lo cual, para evitar su repetición, se pueden observar en el apartado 5.4.2 de este anejo.

5.5.3 Combinación de acciones

Teniendo ya conocidos todos los esfuerzos actuantes se deben realizar las combinaciones necesarias, estas se llevan a cabo siguiendo la "IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera".

Como se ha visto en el estribo sur, la combinación característica resulta más desfavorable, por lo que se continúa trabajando con ella.

- Combinación característica:

$$\sum \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k + \sum \gamma_Q * Q_k * \varphi_0$$

Se procede a realizar las combinaciones siguiendo el método de los coeficientes globales de seguridad (método válido para realizar los cálculos geotécnicos), utilizando los coeficientes de seguridad expuestos en el apartado 5.4.3 de este anejo.

Así, resultan los esfuerzos más desfavorables tales (idénticos al estribo sur):

Combinación característica	
Nmax	17319.5 KN
Hy	0 KN
Hx	2494.36 KN
Mz	0 KN.m
My	4049.87 KN.m
Mx	6246.16 KN.m

Tabla 10. Esfuerzos obtenidos a partir de las combinaciones oportunas. Fuente: Elaboración propia con ayuda de las normas IAP-11 y GCOC.

5.5.4 Método simplificado para la obtención de esfuerzos en los pilotes

Se aplica el método simplificado a partir de las fórmulas dadas por la "Guía De Cimentaciones En Obras De Carreteras", para reducir los esfuerzos del centro O de la base del encepado a la cabeza de cada pilote.

Aplicando el método mencionado, se obtienen los siguientes valores:

- Axil máximo (pilotes más cargado):

Nmax= 894.20 KN

- Axil mínimo (pilote menos cargado):

Nmin= 549.09 KN

- Cortantes:

Hy= 0 KN

Hx= 103.94 KN

5.5.5 Comprobaciones geotécnicas

5.5.5.1 Comprobación frente a hundimiento

Los pilotes utilizados en este estribo se corresponden con las utilizadas en el estribo sur.

Se realizan los cálculos siguiendo los mismos pasos que en el apartado 5.4.5.



5.5.5.1.1 Pilote aislado

Se comienza con el cálculo de la resistencia por punta.

La zona de influencia de la punta corresponde al nivel 3 ($12 < z < 22$), que en este caso se encuentra también formado por el material llamado C, similar que el del estribo sur.

Como se ha comentado, se calcula a corto plazo por ser más desfavorable en terrenos cohesivos, de ahí que:

$$c' = \frac{Ru}{2} = Su$$

$$\phi = 0$$

Siendo la S_u la resistencia a corte sin drenaje, definida como:

$$S_u = 97.5 \text{ KPa}$$

La resistencia por punta de un pilote viene definida por la “Guía de cimentaciones en obras de carretera” como:

$$Q_p = A_p * q_p$$

Siendo q_p la resistencia unitaria por punta y A_p el área de la punta.

Se calcula la resistencia unitaria por punta a partir de la fórmula que relaciona los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb:

$$q_p = c' * N_c + \sigma'_{vo} * N_q$$

Según la GCOC, las aproximaciones de Coulomb son correctas a una profundidad de punta inferior a 20D ($z_p < 20D$), como la $z_p = 20.15 \text{ m}$ y es mayor que $20D = 20 \text{ m}$, se utiliza este valor de 20D para el cálculo de las σ'_{vo} .

Se lleva a cabo el cálculo de los factores de capacidad de carga:

Teniendo:

$$N_q = 1.5 * \frac{1 + \sin 0}{1 - \sin 0} * e^{\pi * \tan 0} * 0.67 = 1$$

$$N_c = 9 * f_d = 9 * 0.67 = 6$$

Seguidamente se obtiene σ'_{vo} a una profundidad de 20D como rige la norma GCOC. En la siguiente fórmula por simplificar los cálculos y de forma que el cálculo en ambos estribos sea idéntico ya que la única diferencia se encuentra en este Nivel 1 que en el estribo norte está formado por grava en lugar de material cohesivo. Se supone que el encepado se encuentra en la separación entre los estratos llamados Nivel 1 y Nivel 2, es decir, la cota de separación de niveles es de $z = -5.3 \text{ m}$ en vez de la cota $z = -6 \text{ m}$ que es la que aparece en los sondeos (lo que solo se realiza en este cálculo):

$$\sigma'_{vo}(z) = \sigma_{vo}(z) - u(z)$$

$$\sigma_v(20) = 454.56 \text{ KN/m}^2$$

$$u(20) = 165.2 \text{ KN/m}^2$$

De tal modo que:

$$\sigma'_{vo}(z) = \sigma_{vo}(z) - u(z) = 454.56 - 165.2 = 286.36 \text{ KN/m}^2$$

Con todo, se tiene:

$$q_p = c' * N_c + \sigma'_{vo} * N_q = 1 * 286.36 + 6 * 97.5 = 874.28 \text{ KN/m}^2$$

Siendo el área por punta:

$$A_p = \pi * R^2 = \pi * 0.5^2 = 0.785 \text{ m}^2$$

Obteniendo como resultado final:

$$Q_p = A_p * q_p = 0.785 * 874.28 = 686.31 \text{ KN}$$

La resistencia por fuste de un pilote viene definida por la “Guía de cimentaciones en obras de carretera” como:

$$Q_f = q_f * A_f$$

Siendo q_f la resistencia unitaria por fuste y A_f el área por fuste del pilote.

Se calcula la resistencia unitaria por fuste de la siguiente manera:

$$q_f = c_a + K_s * tg(\delta) * \sigma'_v$$

Según la “Guía de Cimentaciones en obras de carretera”, tenemos que: $K_s * tg(\delta) = 0.3$

Como el terreno es completamente cohesivo, la fórmula se reduce a:

$$q_f = c_a = \alpha * S_u = S_u * \frac{p_o}{S_u + p_o} = S_u * \frac{100}{S_u + 100}$$

Siendo en la formula la presión de referencia (p_o) de valor igual a 100 KPa.

Como se ha comentado en el “anejo Estudio Geológico-Geotécnico” los valores de la resistencia a compresión simple (R_u) no son muy seguros, ya que los sondeos resultaron fallidos y se tuvieron que obtener por una serie de correlaciones a partir de los datos. Por tanto los valores de resistencia al corte sin drenaje quedan:

- Estrato Nivel 1: $S_{u1} = 75 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 2: $S_{u2} = 100 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 3: $S_{u3} = 97.5 \text{ kPa}$

Así se tiene para los diferentes estratos:

- Estrato Nivel 1: $q_{u1} = 42.857 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 2: $q_{u2} = 50 \text{ kPa}$
- Estrato Nivel 3: $q_{u3} = 49.36 \text{ kPa}$

Se obtiene la resistencia por fuste:

$$Q_f = q_f * A_f = (42.857 * 0.6 + 50 * 6 + 49.36 * 8.15) * 3.14 = 2285.91 \text{ KN}$$



Siendo, los espesores correspondientes a cada estrato son:

- Nivel 1: 0.6 m
- Nivel 2: 6 m
- Nivel 3: 8.15 m

Obtenidas tanto la resistencia por punta como la resistencia por fuste del pilote, se tiene que la resistencia por hundimiento es:

$$Q_h = Q_f + Q_p = 2285.91 + 686.31 = \mathbf{2972.22 \text{ KN}}$$

Una vez conocida la carga de hundimiento total del pilote aislado, se recurre a la tabla anteriormente expuesta (Tabla 5.6 GCOC o figura 25 del presente anejo) para verificar si cumple por hundimiento.

Aplicando el coeficiente de seguridad F (cuyo valor se fija en 2.6 para la combinación característica):

$$F = \frac{Q_h}{Q_{adm,h}} = \frac{2972.22}{894.2} = \mathbf{3.32 \leq 2.6}$$

Por lo que, se cumple esta primera comprobación de hundimiento.

5.5.5.1.1 Grupo de pilotes

Ahora se pasa a realizar la comprobación de hundimiento para un grupo de pilotes.

Teniendo de igual forma un área y un perímetro de:

$$\text{Área grupo de pilotes} = 91.76 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro grupo de pilotes} = 53.14 \text{ m}$$

Para calcular la carga de hundimiento del total de pilotes se realiza el mismo proceso que antes.

Por tanto la zona de influencia de la punta también corresponde al nivel 3 ($12 < z < 22$).

Mismos parámetros que para pilote aislado:

$$c' = \frac{Ru}{2} = Su$$

$$\phi = 0$$

Siendo la S_u :

$$S_u = 97.5 \text{ KPa}$$

$$R_u = 195 \text{ KPa}$$

Se calcula la resistencia por punta:

$$Q_p = A_p * q_p$$

Siendo q_p la resistencia unitaria por punta y A_p el área de la punta.

El área por punta del grupo de pilotes se obtiene a través de un diámetro equivalente:

$$Deq = \sqrt{\frac{4}{\pi} * A} = 10.8 \text{ m}^2$$

Siendo $A = 0.785 \text{ m}^2$

Se calcula la resistencia unitaria por punta a partir de la fórmula que relaciona los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb:

$$q_p = c' * Nc + \sigma'_{vo} * Nq$$

Se lleva a cabo el cálculo de los factores de capacidad de carga:

$$Nq = 1.5 * \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} * e^{\pi * \tan \theta} * 0.67 = 1$$

El cálculo sigue siendo a corto plazo, por lo que Nc :

$$Nc = 9 * f_d = 9 * 0.67 = 6$$

Seguidamente se obtiene σ'_{vo} , que será idéntica a la del pilote aislado ya que depende de la profundidad y la profundidad no cambia:

$$\sigma'_{vo}(z) = \sigma_{vo}(z) - u(z) = 454.56 - 165.2 = 286.36 \text{ KN/m}^2$$

Con todo, se tiene:

$$q_p = c' * Nc + \sigma'_{vo} * Nq = 1 * 286.36 + 6 * 97.5 = 874.28 \text{ KN/m}^2$$

Siendo el área por punta:

$$A_p = \pi * R^2 = \pi * 5.4^2 = 91.67 \text{ m}^2$$

Siendo el diámetro el anterior calculado: $D = 10.8 \text{ m}$

Obteniendo como resultado final:

$$Q_p = A_p * q_p = 91.67 * 874.28 = 80224.39 \text{ KN}$$

La resistencia por fuste de un pilote viene definida por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" como:

$$Q_f = q_f * A_f$$

Siendo q_f la resistencia unitaria por fuste y A_f el área por fuste del pilote.

Se comienza calculando la resistencia unitaria:

$$q_f = c_a + K_s * tg(\delta) * \sigma'_v$$



Como el terreno es el mismo, la fórmula se reduce a:

$$q_f = c_a = \alpha * S_u = S_u * \frac{p_o}{S_u + p_o} = S_u * \frac{100}{S_u + 100}$$

Siendo en la formula la presión de referencia (p_o) de valor igual a 100 KPa.

Los valores para calcular la resistencia total por fuste son idénticos al estribo sur.

Calculando ahora Q_f con el perímetro del grupo de pilotes (53.14 m) se obtiene:

$$Q_f = q_f * A_f = (42.857 * 0.6 + 50 * 6 + 49.36 * 8.15) * 53.14 = 38685.82 \text{ KN}$$

Obtenidas tanto la resistencia por punta como la resistencia por fuste del pilote, se tiene que la resistencia por hundimiento es:

$$Q_h = Q_f + Q_p = 38685.82 + 80224.39 = \mathbf{118910.21 \text{ KN}}$$

Se toma el peso de las tierras ya calculado:

$$W_{tierras} = \sum A * H * \gamma = 72.91 * (0.7 * 21 + 6 * 22 + 8.15 * 18.5) = 21688.9 \text{ KN}$$

De igual forma, una vez conocida la carga de hundimiento total del pilote aislado, se recurre a la tabla anteriormente expuesta (Tabla 5.6 GCOC o figura 25 del presente anejo) para verificar si cumple por hundimiento.

Aplicando el coeficiente de seguridad F (cuyo valor se fija en 2.6 para la combinación característica):

$$F = \frac{Q_h}{Q_{adm,h}} = \frac{118910.21}{17319.49 + 21688.99} = \mathbf{3.04 \leq 2.6}$$

Por lo que, también se cumple esta comprobación de hundimiento.

5.5.5.2 Comprobación de la resistencia a arranque

Al igual que en lo explicado en el punto 5.4.5.2, no se ve necesario realizar esta comprobación.

5.5.5.3 Comprobación de rotura horizontal del terreno

Al igual que en lo explicado en el punto 5.5.5.3, no se ve necesario realizar esta comprobación.

5.5.5.4 Rotura estructural (Tope Estructural)

El tope estructural representa la máxima carga que puede soportar el pilote como un elemento propiamente estructural. Como depende de las características de pilotes y de la carga que actúa sobre él, se puede comprobar que el resultado es el mismo que en el estribo sur.

La carga de servicio que actúa sobre el pilote es:

$$Q_{sv} = \frac{894.2}{1.10} = 812.92 \text{ KN}$$

Para calcular el tope estructural del pilote, se recurre a la “Guía de Cimentaciones en obras de carretera”:

$$T_e = A * \sigma_e = 0.785 * 5 \text{ MPa} = \mathbf{3925 \text{ KN}}$$

$$A = 0.785 \text{ m}^2 \text{ (obtenida anteriormente)}$$

$$\sigma_e = 5 \text{ MPa por ser pilote perforado de hormigón in situ en suelo firme}$$

Se puede comprobar que:

$$Q_{sv} = 812.92 \text{ KN} \leq 3925 \text{ KN}$$

Por lo que se cumple en el estribo norte.

5.5.5.5 Pandeo

La resistencia por pandeo en el estribo norte cumple ya que la formulación de este criterio depende de las características del pilote (módulo de elasticidad...) que son las mismas; de la carga actuante, que es idéntica a la del estribo sur y de la resistencia a corte sin drenaje del estrato más débil que en este caso es el mismo, el llamado Nivel 3 (formado por el material denominado como C).

Por tanto, se puede seguir el punto 5.4.5.5 para comprobar su cumplimiento.

5.5.5.6 Deformabilidad de cimentaciones profundas

En este apartado habrá que referirse al punto 5.13 de la GCOC. En esta guía aparece como un procedimiento para obtener la deformabilidad que puede ser de interés para el estudio de la interacción terreno-estructura.

El asiento s , tanto del pilote aislado como del grupo de pilotes, resultaría similar al del estribo sur y por tanto, se puede remitir al apartado 5.4.5.6 para su comprobación.

Esto es así ya que la correlación de la deformabilidad vertical con las características del terreno es débil y para el cálculo del pilote aislado se utiliza la fórmula universal, mencionada en el punto 5.4.5.6.1. Y como las características de los pilotes son las mismas, el resultado obtenido es similar.

Además, el terreno de influencia de la punta es el mismo (estrato Nivel 3 de material cohesivo C) y para formar el grupo de pilotes se utilizan también dos filas de 12 pilotes paralelas al muro principal del estribo (24 pilotes en total). De tal forma, que el asiento por grupo es idéntico.



5.6 Comprobaciones adicionales

La Guía de cimentaciones en obras de carretera nombra una serie de comprobaciones que de modo adicional a las anteriores pueden ser necesarias en determinadas circunstancias de cimentaciones profundas, a continuación se procede a analizar algunas de ellas viendo la necesidad o no de efectuarlas:

- Posibilidad de ruina de la cimentación debido a socavaciones provocadas por cursos fluviales.

En el *Anejo n-2 "Estudio hidrológico e hidráulico"* se ha demostrado la no existencia de socavación.

- Erosiones causadas por escorrentías locales.

Se puede comprobar que suponiendo el nivel freático a cota 0 MSNM no existe flujo, quitando la rambla que es objeto de estudio en el anejo hidrológico

- Vibraciones y daños estructurales, causados en construcciones próximas por la ejecución de pilotes hincados.

Los pilotes que se llevan a cabo en este Anteproyecto, son pilotes cuya ejecución es mediante la perforación del terreno, siendo pilotes perforados de hormigón in-situ. Anteriormente se ha mencionado la problemática de realizar hincado de pilote, por lo cual se ha desestimado la ejecución de estos de tal forma.

- Corrosión de los pilotes metálicos, particularmente en las zonas de variación del nivel del agua.

Siendo los pilotes de hormigón, la corrosión de pilotes metálicos no resulta problemática, además, la armadura de estos se ha proyectado teniendo en cuenta el ambiente de elevada corrosión al que estarán expuestos.

- Posible expansividad del terreno provocando el problema inverso al rozamiento negativo, causando el levantamiento de la cimentación.

La expansividad es propia de arcillas que producen movimientos como consecuencia de hinchamientos y retracciones del subsuelo debidos al cambio de humedad. El grado de expansividad de las arcillas está determinado el índice de plasticidad, el límite líquido...Así, teniendo en cuenta las características de las arcillas especificadas en el *Anejo n-3 "Informe Geológico-Geotécnico"*, la expansividad es baja.

- Heladicidad del terreno, que pudiera afectar a encepados poco empotrados en el mismo.

La climatología de Benicarló no da lugar a heladas importantes que puedan producir efectos sobre el encepado.

- Posible contaminación medioambiental, debida a los lodos o polímeros que se utilizan en la excavación de pilotes de hormigón «in situ».

No da lugar cualquier comprobación de lodos ya que como procedimiento de construcción se prevé la perforación de pilotes hormigonados "in situ", utilizando entubación para el sostenimiento de las tierras.

- Estabilidad de los taludes de las excavaciones y plataformas realizadas para construir el pilotaje.

La estabilidad de la plataforma de trabajo queda asegurada debido a la colocación de pilotes anteriormente calculada en el punto 3 del presente anejo.

- Asientos, por mala limpieza del fondo, de las excavaciones de los pilotes perforados.

Durante la ejecución de las obras se debe tener especial cuidado y las cabezas de los pilotes perforados se deben cubrir para evitar la entrada de residuos y evitar su contaminación. De todos modos se hará, en la medida de lo posible, la colocación del encepado inmediatamente al descabezado de los pilotes

- Problemas de colapso en suelos que tengan una estructura metaestable.

No resulta necesario comprobar su posible fallo ya que no tenemos presentes suelos metaestables.

- Posibles efectos sísmicos y en particular la posible licuefacción del entorno, que pudiera englobar al propio pilotaje.

Se especifica que en el entorno de la obra no existe riesgo debido a las acciones sísmicas.

6. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LAS SUBESTRUCTURAS

En este apartado se llevará a cabo el dimensionamiento del armado de las subestructuras que caracterizan la estructura. Las subestructuras se dividen en una serie de elementos que son: muro principal y muro cajero, encepado y pilotes. De los cuales, se realizan una serie de comprobaciones totalmente independientes para después integrarlas en un armado conjunto que completará el dimensionamiento total de la armadura en ambos estribos.

Se debe indicar de nuevo, que para la obtención de las cargas que actúan sobre los elementos anteriormente indicados, se procede del mismo modo que en los cálculos geotécnicos, es decir, se toman los más desfavorables de los dos estribos (diferenciando entre apoyos interiores y apoyos exteriores). De tal modo, que siempre se estará del lado de la seguridad y el armado será similar en ambos estribos, tanto el estribo norte como el estribo sur.

Como apéndice, se anota que el muro cajero anteriormente mencionado, no es más que un elemento simplemente decorativo, ya que la función resistente de éste es completamente despreciable. Por ello, aplicando la norma, se procederá a su armado con las armaduras mínimas exigidas por el *Eurocódigo 2 EC-2*. Posteriormente, en el correspondiente apartado del presente anejo, se mencionará y se calculará adecuadamente.

El dimensionamiento será idéntico en el estribo sur y el estribo norte, ya que geométricamente son similares y del lado de la seguridad, se toman las cargas más desfavorables se aplican a ambos.

6.2 Estribo norte y estribo sur

6.2.1 Sección tipo y datos previos

Aunque se encuentra correctamente explicado en el apartado 5 del presente anejo (*"Definición Geométrica"*), se procede a visualizar de nuevo la geometría de ambos estribos, como introducción al dimensionamiento del armado.

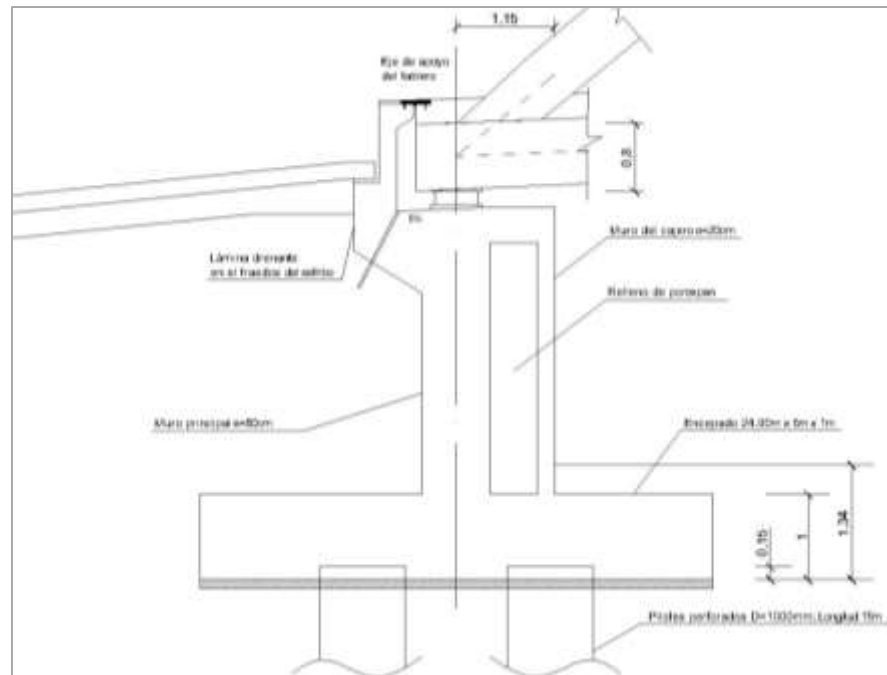


Figura 29. Sección tipo de ambos estribos (norte y sur). Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

El objetivo de este apartado es diseñar el armado del estribo y definir dicho armado mediante los planos y croquis necesarios para el anteproyecto. Además, se justificarán en el anejo las longitudes de anclaje y empalme necesarias.

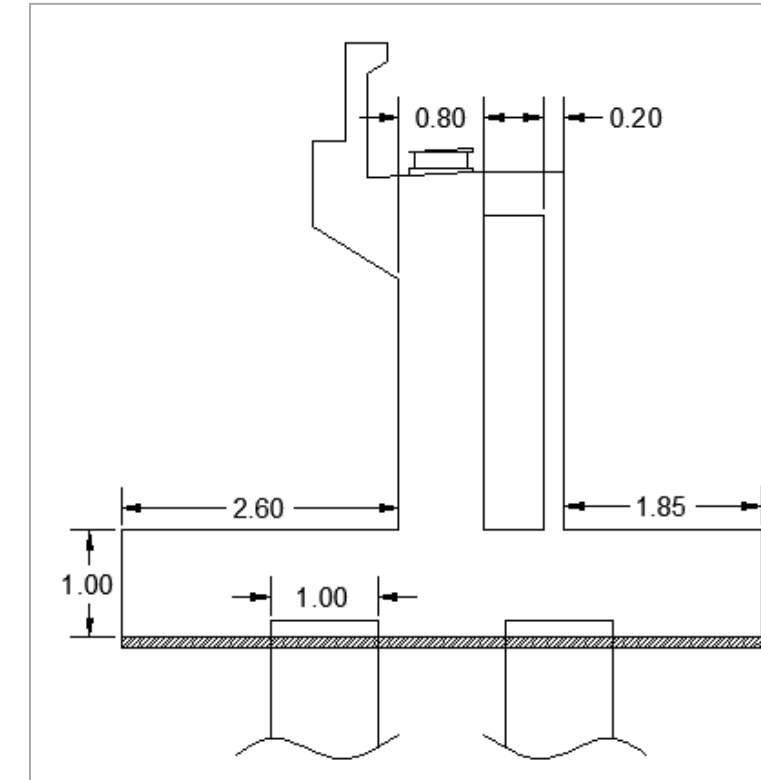


Figura 30. Sección indicativa de ambos estribos (norte y sur). Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

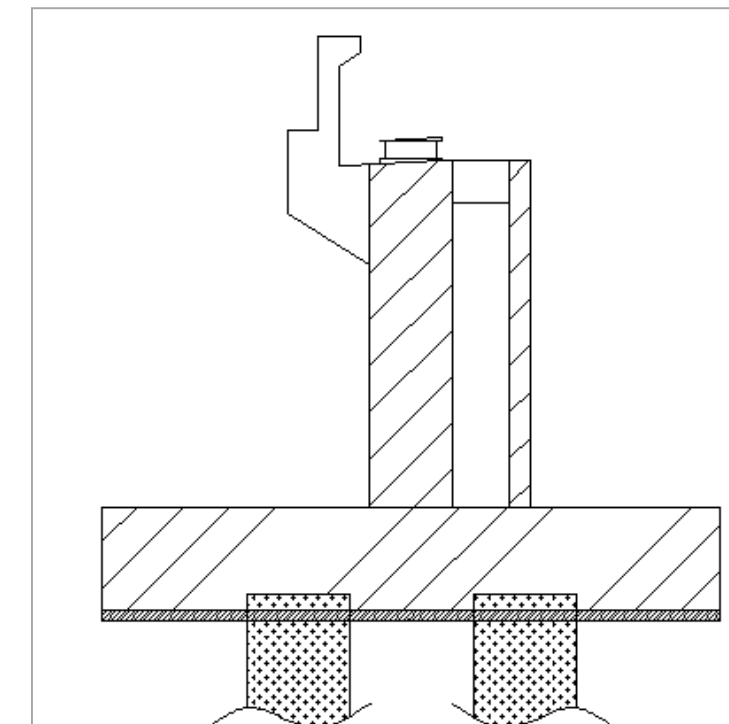


Figura 31. Sección indicativa de las zonas a calcular. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

A efectos de cálculo se diferenciarán las siguientes zonas: dos muros en trazo rallado, un encepado rígido como región D en trazo rallado con espaciado y unos pilotes en trazo de puntos. La clase de exposición es XS1 y la vida útil de 100 años. Se está en CLASE ESTRUCTURAL S2.

En el muro el recubrimiento nominal mínimo está limitado por durabilidad en la zona de tracción y de compresión. Este recubrimiento mínimo (C_{min}) es de 30 mm. A este recubrimiento mínimo hay que añadirle la desviación (ΔC_{dev}) que en este caso es de 10 mm. El recubrimiento nominal de las armaduras (C_{nom}) es de 40 mm.

En cuanto a los materiales se tiene un hormigón cuya resistencia característica (f_{ck}) es de 30 MPa y un acero cuyo límite elástico (f_{yk}) es de 500 MPa.

6.2.2 Muro principal

6.2.2.1 Cuantías de cálculo

Para el dimensionamiento de la armadura de cálculo del muro se obtendrán los esfuerzos en un metro de muro y se extenderán a la longitud total del mismo. Se establecerán dos situaciones de proyecto: en construcción y en servicio. En servicio se añaden a los empujes del terreno que ya aparecen en construcción, las cargas con su flexión de las reacciones del tablero. Sin embargo, también se introducirá una compresión que será favorable no pudiendo determinar a priori que estado de carga protagonizará el dimensionamiento.

FASE CONSTRUCCIÓN:

Del anejo geotécnico se obtiene un flector mayorado de 211.66KN·m y un cortante de 113KN.

FASE SERVICIO:

Al flector producido por los empujes del terreno se añaden las cargas de las reacciones de la estructura con una distribución a 45º como se muestra:

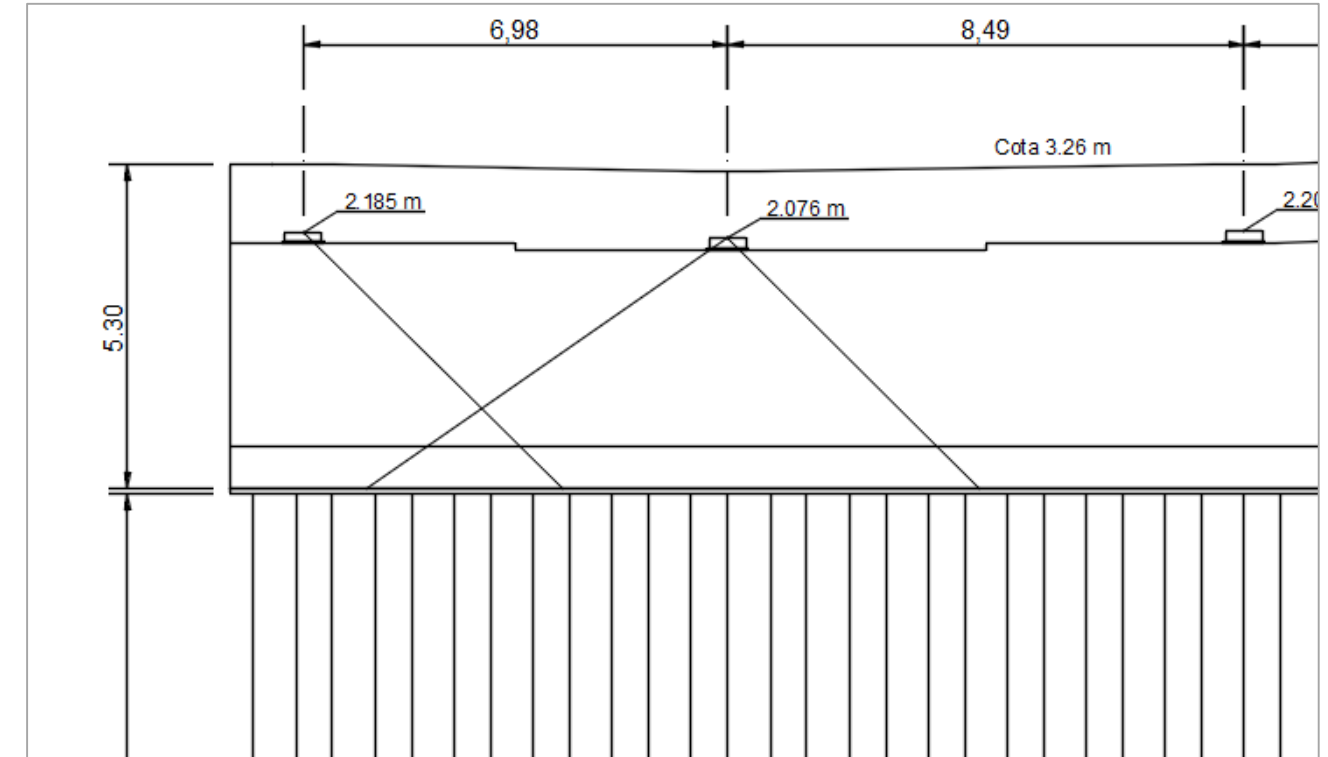


Figura 32. Distribución de cargas. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

Se analizará que zona es la más desfavorable pues cabe recordar que la de mayor flector será también la de mayor axil siendo esfuerzos desfavorables y favorables respectivamente. Clasificando las zonas de izquierda a derecha como zona 1,2 y 3, obtenemos en la primera un par de esfuerzos de $N=698$ KN $M=48,36$ KN·m, en la segunda $N=982$ KN $M=75$ KN·m y en la última de $N=284$ KN $M=26.6$ KN·m. Todos los pares de esfuerzos pertenecen a la zona A de dimensionamiento no requiriendo armadura para resistirlos.

Por lo tanto, la fase crítica será la de construcción. El muro será modelado como muestra la siguiente imagen y para armar las regiones D se recurrirá a publicaciones sobre las mismas. La región D que se genera bajo la puntual de las reacciones será armada según el artículo correspondiente de la EHE

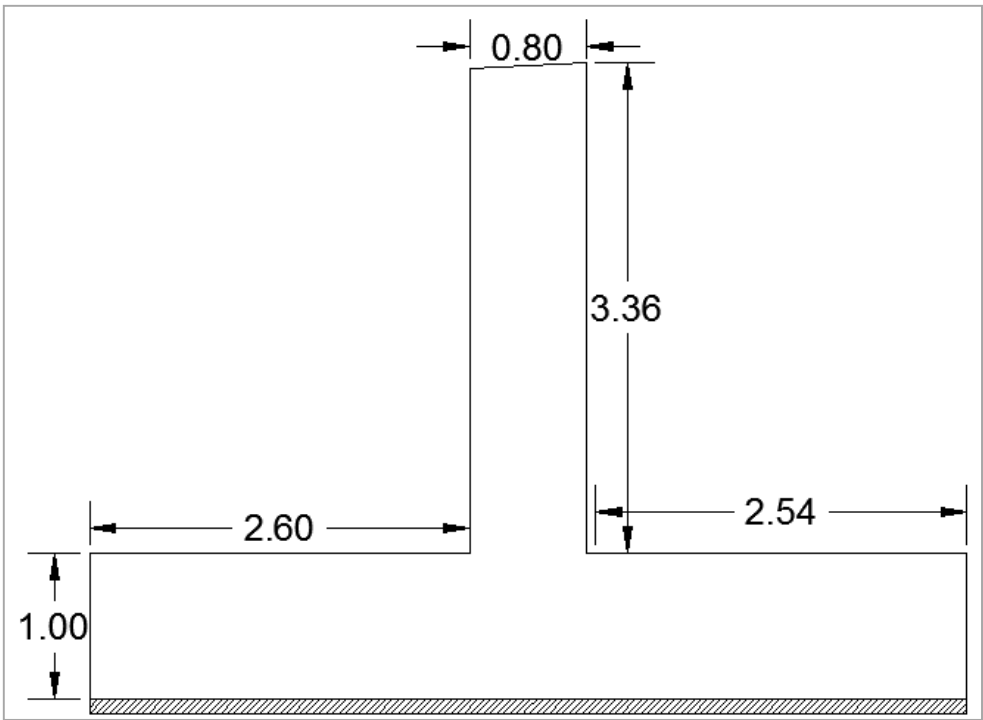


Figura 33. Cotas de sección en estribos. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

6.2.2.2 Cuantías de armado mínimo

6.2.2.2.1 Armadura vertical

Se dispondrán las siguientes cuantías en función del acero a emplear para controlar la fisuración por efectos térmicos, deformaciones impuestas, retracción:

$$A_{s,min} = 0.0012 \cdot A_c \quad \text{si } f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = 0.0009 \cdot A_c \quad \text{si } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

También se dispondrá de armadura mecánica en la cara traccionada:

$$A_{s,min} = \frac{0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

En la cara comprimida se dispone el 30% de la armadura mínima dispuesta en tracción. Además, el diámetro de las barras no puede ser menor a 12mm o estar a más de 400mm de separación o 3 veces el espesor del muro.

Las cuantías que se han enunciado en este apartado aparecen en los artículos 9.6.2 y 9.8.2.1

La última cuantía que se dispone es por fisuración y es de aplicación siempre que la pieza se vea sometida a M mayores al Mfis de la pieza. La armadura de fisuración responde a la siguiente formulación (Art. 7.3.2 EC-2):

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

Siendo:

- $k_c = 0.4$
- $k = 1$ (más desfavorable)
- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$
- A_{ct} = área de hormigón a tracción
- σ_s = la tensión máxima permitida en la armadura después de la formación de la fisura, que se obtiene de la tabla del apartado 7.3.3 del EC-2 con el diámetro de las barras y con la abertura de fisura.

$$A_{s,min,fis} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

El Mfis es de 309KN·m por lo que el muro no requiere su aplicación.

ELU	PERMANENTES		SOBRECARGA		COEFICIENTES		CARACTERÍSTICA	
Ned	-	kN	-	kN	ψ_0	-	0	kN
Med	-	kNm	-	kNm	ψ_1	-	211,66	kNm
Ved	-	kN	-	kN	ψ_2	-	112,87	kN
Curvatura	Positiva		M1ed	211,66	kNm		M2ed	211,66
Nc(-∞)	0	kN	M1c(-∞)	0	kNm		M2c(-∞)	0
Nc(xlim)	7402,29885	kN	M1c(xlim)	4181,87343	kNm		M2c(xlim)	-1029,34496
Nc(+∞)	16000	kN	M1c(+∞)	5600	kNm		M2c(+∞)	-5664
ZONA C								
			X =	0,01781	m			



Mínimo Muro						Máximos Muro	
As			As'			As	As'
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos	0,03	0,03
0	0,001472	0,00072	-	-	0,000216		

6.2.2.2.2 Armadura horizontal

Se dispondrán las siguientes cuantías en función del acero a emplear para controlar la fisuración por efectos térmicos, deformaciones impuestas, retracción:

$$A_{s,h,min} = 0.0040 \cdot A_c \quad \text{si } f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$
$$A_{s,h,min} = 0.0032 \cdot A_c \quad \text{si } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

No obstante, el anejo nacional establece que la cuantía mínima horizontal podrá reducirse a 0,002Ac si se da el caso de que haya juntas verticales de contracción a distancias inferiores a 7,5m como es el muro objeto de este ejercicio obteniendo esta última cuantía. Además, para espesores de muro superiores a 50cm, se bloqueará el espesor en este valor. La armadura deberá repartirse en las dos caras. El diámetro mínimo será de 12mm y la separación ha de ser inferior a 400mm. Todas estas cuantías y disposiciones las encontramos en el Art. 9.6.3.

6.2.2.2.3 Armadura transversal

No es necesario disponer armado transversal al no cumplirse la exigencia de que el armado vertical supere el 0,02Ac de cuantía.

6.2.2.3 Propuesta de armado

Tras obtener las cuantías de armadura mínima y con los datos de armado por se está en condiciones de proponer un diseño de armado que satisfaga todos los requisitos. Se calcularán a su vez las longitudes de anclaje y/o solape de dichas armaduras. Estas cuantías se pueden resumir en las siguientes tablas.

z	tracción				compresión			horizontal
	esp	calc	min	disponer	calc	min	disponer	disponer
0	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
0,5	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
1	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
1,5	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
2	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
2,5	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
3	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
3,5	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100
3,8	0,8	0,00066	0,00147	0,00147	0,00000	0,00044	0,00044	0,00100

tracción			compresión			horizontal		
n	fi	sep	n	fi	sep	n	fi	sep
5	20	0,18	4	12	0,238	20	12	0,038

En el armado vertical de tracción del muro dispondremos de un armado continuo pues al estar dimensionado por cuantías mínimas, estas se extienden a toda la dimensión vertical sin dar oportunidad a distinguir entre armados de base y de refuerzo. Por lo tanto, se dispondrían **5Ø20** por metro en la zona de tracción, **4Ø12** en la zona de compresión y **Ø12/40** en el armado horizontal en ambas caras. Esta última armadura se extiende a esta cuantía para cumplir la separación máxima En la coronación del muro se dispondrán **2Ø12** como se detalla en planos. La separación mínima de las barras está limitada al máximo de: 1.25dg (TMA), Øb y 20 mm y la separación máxima al mínimo de 300mm y 3 veces el espesor. El intervalo válido es: 2,5-24cm. Las barras en la zona de tracción están separadas 18cm y las de compresión 23,8cm cumpliendo ambas.

6.2.2.4 Armadura bajo carga concentrada

La armadura bajo apoyo se dispondrá según el artículo 61 de la EHE08, donde se expone que se ha de comprobar la biela de compresión y determina la cuantía de la armadura de tracción. Para comprobar la no rotura de la biela se ha de cumplir:

$$Nd \leq Ac1 \cdot f3cd$$

$$f3cd = \sqrt{\frac{Ac}{Ac1}} \cdot fcd = 36.51 \text{ MPa} \leq 3.3 \cdot fcd = 66 \text{ MPa}$$

$$Ac=1\text{m}^2$$

$$Ac1=0.5 \cdot 0.6=0.3\text{m}^2$$

$$Nd,max = 3838.44 \text{ KN} \leq Ac1 \cdot f3cd = 10953 \text{ KN}$$

La armadura de tracción necesaria sigue la siguiente formulación:

$$T = 0.25 * Nd * \frac{a - a1}{a} = As * f_{yd}$$

$$As = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{0.25 * Nd * \frac{a - a1}{a}}{f_{yd}}$$

$$As_y = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{0.25 * 3838400 * \frac{100 - 60}{100}}{40000} = 9.56 \text{ cm}^2$$

$$As_x = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{0.25 * 3838400 * \frac{80 - 50}{80}}{40000} = 8.99 \text{ cm}^2$$

Estas cuantías equivalen a 9 redondos del 12 y 8 respectivamente. La EHE recomienda el uso de cercos para un adecuado confinamiento del hormigón por lo que se dispondrán los redondos en forma de cercos creando dos capas de armadura. Por lo tanto, se dispondrán 5 cercos del 12 en una dirección y cuatro en la otra con su centro de gravedad a 52.5 cm de la cara superior del muro que equivale a $a1/4 + a/2$ como indica el modelo de bielas y tirante que propone la EHE08.

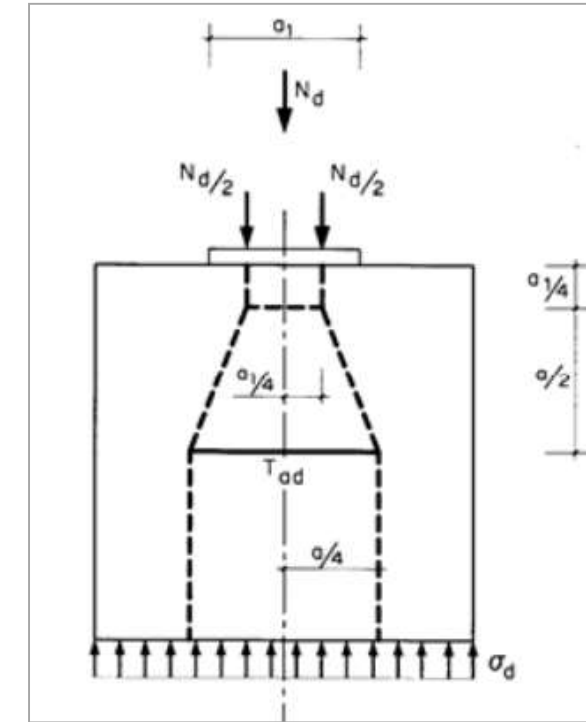


Figura 34. Modelo de bielas y tirantes para cargas concentradas. Fuente: (Fomento, Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), 2011)

6.2.2.5 Longitud de anclaje

Ambas caras de armadura vertical serán solapadas con las esperas que se dispondrán en el encepado al que irán ancladas. Se calcularán tanto las longitudes de solape de las esperas, así como sus anclajes al encepado. La longitud de solape de la espera de la cara de tracción es de 1,08m y la de la cara de compresión de 0,65m. Las de anclaje son de 0,72 y 0,43m respectivamente.

A continuación, se justificarán las longitudes que se acaban de citar. Las longitudes mínimas se han calculado según EC-2 Art. 8.4.2. Las longitudes de anclaje a partir de las siguientes expresiones:

$$l_b = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}}$$

$$l_{brqd} = l_b * \frac{As, nec}{As, disp}$$

$$l_{bd} = l_{brqd} * \beta$$



fck	30
fyk	500
trabaja	Compresión
Tipo de anclaje	Prolongación recta
Adherencia	Buenas
nº	4
Ø	12
γc	1,5
γy	1,15
η1	1
η2	1
fctd	1,352
fct.0,05	2,028
fctm	2,896

Longitud basica de anclaje	0,429	
Ø	12	
fyd	434,783	
fbd	3,041	

Longitud basica requerida de anclaje	0,429	
As,nec	0,000452	
As,real	0,000452	
Longitud neta de anclaje	0,429	
β	1	
lb,min	0,257	

Longitud de solape	0,643	
α6	1,5	
l0,min	200	
ρ1	100	

fck	30
fyk	500
trabaja	Tracción
Tipo de anclaje	Prolongación recta
Adherencia	Buenas
nº	5
Ø	20
γc	1,5
γy	1,15
η1	1
η2	1
fctd	1,352
fct.0,05	2,028
fctm	2,896

Longitud basica de anclaje	0,715	
Ø	20	
fyd	434,783	
fbd	3,041	

Longitud basica requerida de anclaje	0,715	
As,nec	0,001571	
As,real	0,001571	
Longitud neta de anclaje	0,715	
β	1	
lb,min	0,214	

Longitud de solape	1,072	
α6	1,5	
l0,min	300	
ρ1	100	

6.2.3 Murete de guarda y losa de transición

Para el armado de esta región D se han seguido las recomendaciones dadas por Juan J. Arenas y Ángel C. Aparicio en el libro “Estribos de puente de tramo recto”. En los planos queda representada la disposición de las mismas.

6.2.4 Pilotes

Para obtener los esfuerzos de primer orden del pilote se han obtenido en primer lugar las cargas que actúan en cabeza mediante la hipótesis de encepado rígido y articulados en cabeza. Para obtener el momento máximo a lo largo del pilote se ha aplicado la solución de Jiménez Salas en la que se obtiene un longitud de empotramiento ficticia que tiene en cuenta la deformabilidad de la cimentación profunda y el efecto grupo.

$$Lg = \alpha * L'$$

$$L' = 1.2 * \sqrt[4]{\frac{E * I}{El/3}}$$

$$L' = 1.2 * \sqrt[4]{\frac{20000 * \frac{\pi * R^4}{4}}{40/3}}$$

$$L' = 3.97m$$

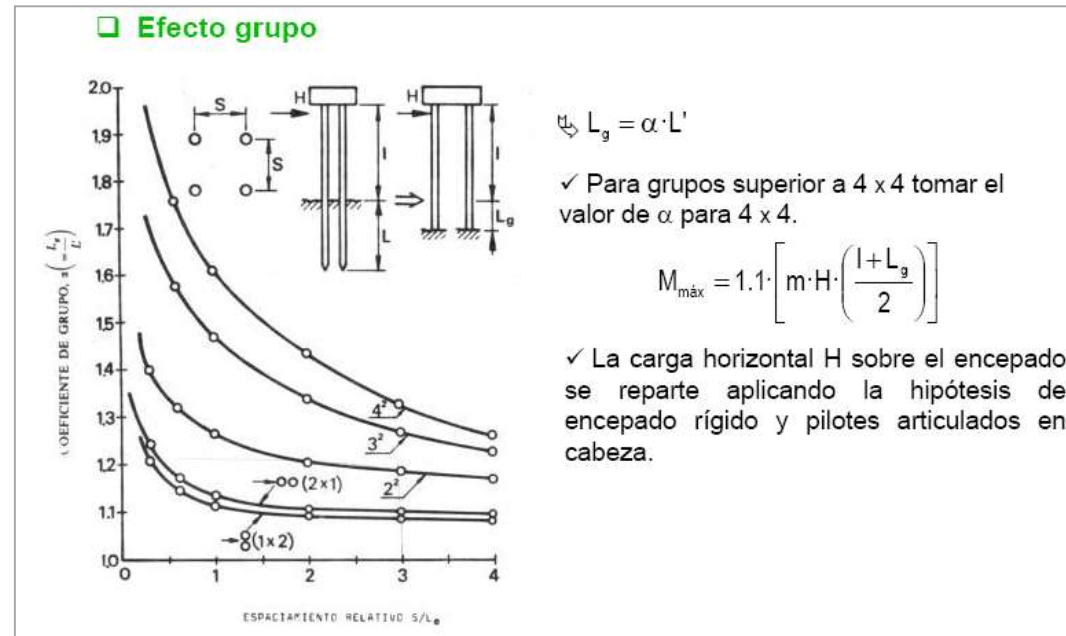


Figura 35. Efecto grupo. Fuente: (Bonet Senach, 2015)

Según el tratamiento a pares de pilares que se ha adoptado en el análisis de los mismos, se entraría en la gráfica superior en la segunda curva (2x1) con un valor en abscisas de s/L_e , siendo e la distancia entre ejes de pilotes en la dirección que actúa el cortante de valor 2,2m. L_e es la longitud elástica de valor $L_e = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{El/3}} = 3.21$, siendo el cociente de ambas magnitudes 0.68. De la curva mencionada se obtiene el valor α igual a 1.15 aprox.

$$L_g = \alpha * L'$$

$$L_g = 1.15 * 3.97$$

$$L_g = 4.57m$$

Este pilote ficticio empotrado y de longitud igual a L_g sirve para obtener el momento máximo a lo largo del pilote a dimensionar de valor absoluto:

$$M_{\max} = 1.1 * [m * H * (\frac{L_g}{2})]$$

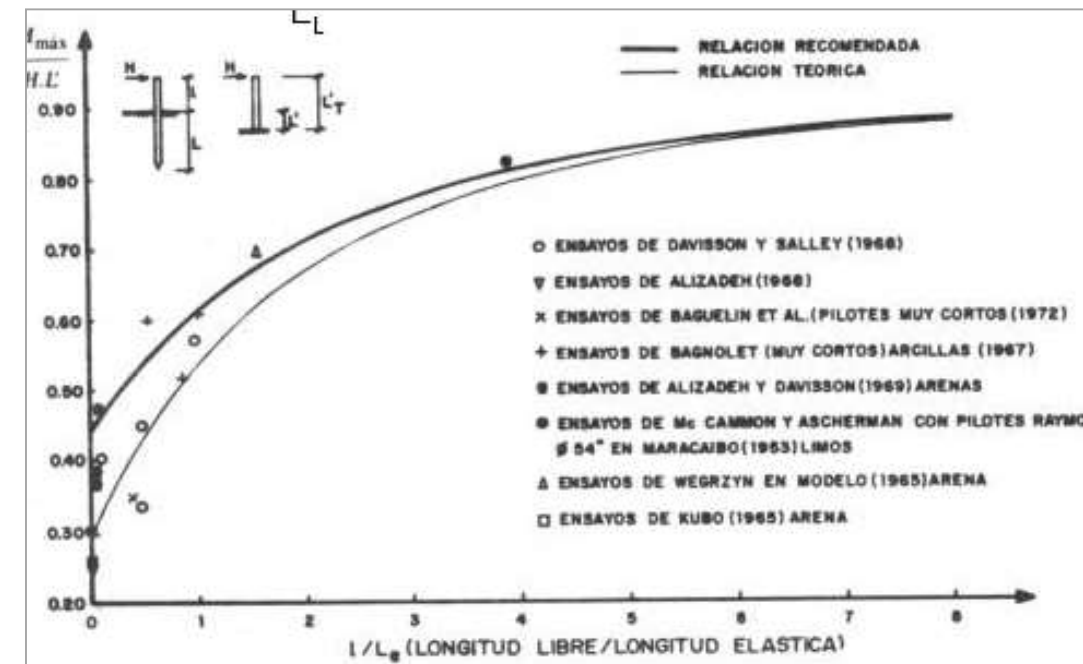


Figura 36. Relación de parámetros Fuente: (Bonet Senach, 2015).

El parámetro m se obtiene del diagrama superior para poder calcular el momento máximo en servicio según Jiménez Salas, 1980. La abscisa del mismo es cero al no tener una longitud libre en el pilote objeto del análisis. El valor de m recomendado para $x=0$ es de 0.45.

$$M_{\max} = 1.1 * [0.45 * 140 * (\frac{4.44}{2})]$$

$$M_{\max} = 158KN \cdot m$$

A los axiles máximos y mínimos y cortantes en cabeza que se extraen del anejo geotécnico se añaden el peso propio de los pilotes y el momento que se acaba de calcular para obtener las dos combinaciones de esfuerzos siguientes:

	Ned (KN)	Med (KN·m)	Ved (KN)
1	1624,5	158	140
2	1158	158	140

Para obtener los esfuerzos con los que se obtendrá la armadura de cálculo hace falta obtener las excentricidades. De los esfuerzos anteriores se obtendrá la de primer orden a la que habrá que añadir una accidental por inclinación del pilote en construcción y una de segundo orden. La accidental se limita a calcular el pilote partiendo de una inclinación de 0.02 lo que originaría una excentricidad de 0.3m al tener 15m el pilote. A esta desviación por inclinación se le añade otra de 0.1m por desviación en planta. Este valor se obtiene de los artículos 7.1.2 y 8.1.1 de la EN1536:2010.

Antes de calcular la excentricidad de segundo orden hay que valorar su adecuada aplicación a través de la esbeltez límite (EN 1992-1-1:2004 (Art 5.83.1)).

$$\lambda_{lim} = 35 * \sqrt{\frac{C}{ved} * [1 + \frac{0.24}{e02} + 3.4(\frac{e01}{e02} - 1)^2]} < 100$$

En estructuras traslacionales $\frac{e01}{e02} = 1$ haciendo 0 el segundo sumando del corchete. El parámetro C depende del reparto de las armaduras en torno a las caras de pilar/pilote. Al tener repartidas las armaduras radialmente su valor es de 0.2. ved es el esfuerzo axil relativo de valor $\frac{Ned}{Ac * fcd}$. La excentricidad de primer orden viene representada en el parámetro e02. La expresión anterior quedaría de la siguiente forma en función del esfuerzo axil:

$$\lambda_{lim} = 35 * \sqrt{\frac{0.2 * \pi * 0.475^2 * 20000}{Ned} * [1 + \frac{0.24}{154}]} < 100$$

$$\lambda_{lim1} = 91.4 < 100$$

$$\lambda_{lim2} = 96.54 < 100$$

La esbeltez del pilote depende de lo y el radio de giro. El primer parámetro es la longitud real mas el coeficiente de pandeo que en este caso es 2 por ser un empotramiento.

$$\lambda = \frac{lo}{i} = \frac{\alpha * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{\alpha * l}{\sqrt{\frac{\pi * R^4}{\pi * R^2 * 4}}} = \frac{\alpha * l}{\sqrt{\frac{R^2}{4}}} = \frac{4 * 4.44}{0.475} = 37.4$$

Al ser inferior se pueden despreciar los efectos de segundo orden. Cabe destacar, que a pesar de tener un pilote de un metro de diámetro, el EN2 establece que se trabajará con un Dcal=0.95Dnom para Dnom de un metro. Los esfuerzos de cálculo con los que se dimensionarán serán:

	Ned (KN)	Ved (KN)	E0	Ei	Etot	Med
1	1624,5	140	0,0972607	0,4	0,4972607	807,8
2	1158	140	0,13644214	0,4	0,53644214	621,2

6.2.4.1 Armadura de cálculo

Para obtener la armadura por cálculo utilizaremos los diagramas de interacción adimensionales para secciones circulares de Jiménez Montoya.

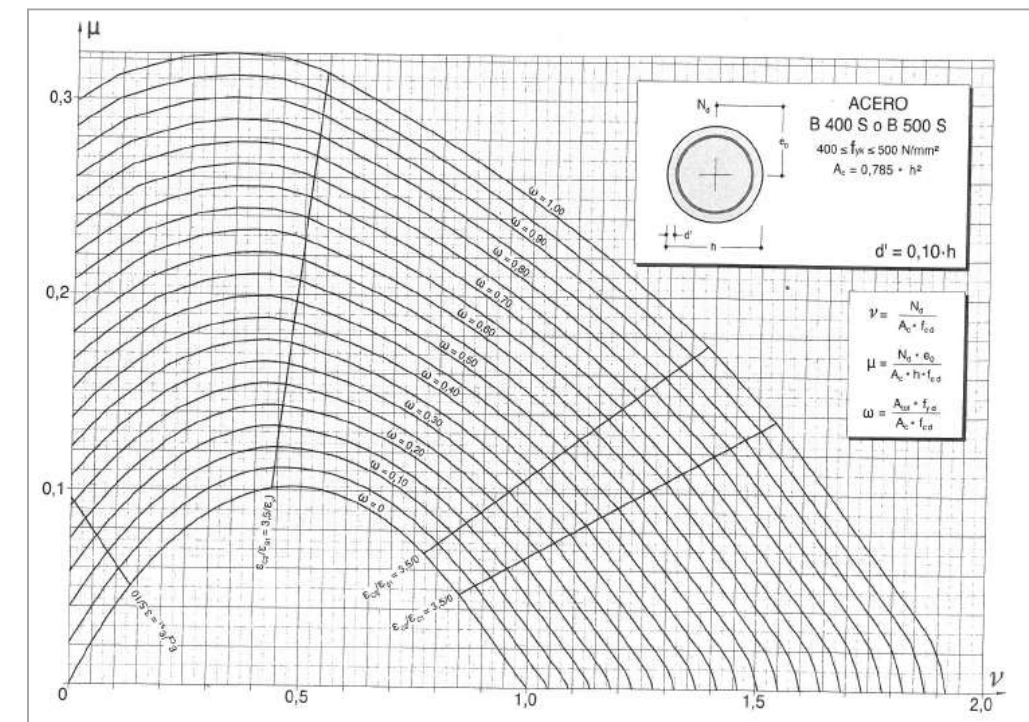


Figura 37. Tabla indicativa de los diagramas de interacción. Fuente: (Salas, 1980)

Para operar con el diagrama hay que obtener las dos coordenadas de valor



$$v = \frac{Ned}{Ac * fcd}$$

$$v1 = \frac{1.6245}{Ac * 20} = 0.1$$

$$v2 = \frac{1.158}{Ac * 20} = 0.07$$

$$\mu = \frac{Ned * eo}{Ac * fcd}$$

$$\mu1 = \frac{1.6245 * 0.497}{Ac * 20} = 0.06$$

$$\mu2 = \frac{1.158 * 0.536}{Ac * 20} = 0.04$$

Con ambos pares de coordenadas se obtiene un valor de w igual a 0.05.

$$A = \frac{w * Ac * fcd}{fyd} = \frac{0.05 * \pi * 0.475^2 * 20}{434} = 16cm^2$$

6.2.4.2 Armaduras mínimas

La armadura mecánica para una sección circular se simplifica a:

$$As, min = \frac{\pi * R^2 * fctm, fl}{6.4 * fyd} = \frac{\pi * 0.475^2 * 2.89}{6.4 * 434} = 32.62cm^2$$

La cuantía geométrica se extrae del PG-3 y es de 25cm² para pilotes de diámetro 1m.

Por lo tanto, se armará el pilote con 32.62cm²

6.2.4.3 Propuesta de armado

De las normativas PG-3 y EN1992 se extraen las disposiciones constructivas para armar un pilote. Se utilizará un recubrimiento nominal de 75mm. La cuantía de armado traducida a redondos equivale a 17 Ø16 o 10Ø20. El diámetro transversal ha de ser mayor o igual a 6mm o a la cuarta parte del diámetro longitudinal. La separación transversal ha de ser menor a 15 veces el diámetro transversal. La separación entre ejes de longitudinales está limitada al rango de 10 a 20 cm.

Con estas condiciones, la propuesta de 10Ø20 no cumple la separación máxima obligando a aumentar la cuantía a 13Ø20 superior a los 17Ø16. Sin embargo, adoptar la segunda opción obliga a poner más estribos por estar limitados a una separación de 240mm sobre los 300 que permite el redondo del 20 y al tener pilares de 15m podría ser más caro. No obstante, al ser redondo del 6 es sencillo verificar que la cuantía en sección transversal tiene mucho más peso en la elección, optando por disponer 17Ø16 y cØ6/24.

6.2.4.4 Solicitaciones tangenciales

Se verificará el estado límite último de solicitaciones tangenciales mediante la comprobación de resistencia de la sección bruta. Si el cortante de cálculo fuera superior habría que disponer de suficiente armadura transversal. La resistencia de la sección es igual a:

$$Vrdc = \frac{0.18}{\gamma c} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) * \left(100 * \frac{Asl}{bw * d} * fck \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * \frac{Ned}{Ac}$$

Donde bw,nom es igual a:

$$bw, nom = 2 * \sqrt[2]{R^2 - (R - rmec)^2}$$

$$bw, nom = 0.56m$$

$$Vrdc = 368KN$$

$$Vrdc > Ved$$

Vrd,c		
k	1,469	
pl	0,006	
v	0,469	MPa
vmin	0,487	MPa
vfinal	0,487	MPa
Ned(MN)	1,158	
k1	0,15	
σcp	1,475	Mpa
bw,nom	0,569	m
d	0,911	m
Vrd,c	368	kN
Ved	140	kN
¿Armadura a cortante?		
No		

6.2.5 Encepado

Para el dimensionamiento del armado del encepado, se realizarán las comprobaciones de estado límite último que recoge la normativa empleada, siguiendo especialmente las indicaciones de la EHE para las mismas, así como la armadura mínima que estas imponen. También se realizarán una serie de comprobaciones y cálculos a partir del Eurocódigo 2 EC-2.

Antes de comenzar con el encepado, se recuerdan las características geométricas del encepado, que se encuentran correctamente explicadas en el apartado 5.3 del presente anejo. El encepado tiene un ancho de 6 m, una longitud de 24.9 m y un canto constante de 1 m a lo largo de toda su longitud.

Seguindo las directrices que impone la norma EHE-08 (apartado 58.2.1) para el dimensionamiento de éste, lo primero a comprobar es caracterizar el tipo de encepado, a distinguir entre:

- Encepado rígido.

$$v_{max} \leq 2h$$

- Encepado flexible.

$$v_{max} > 2h$$

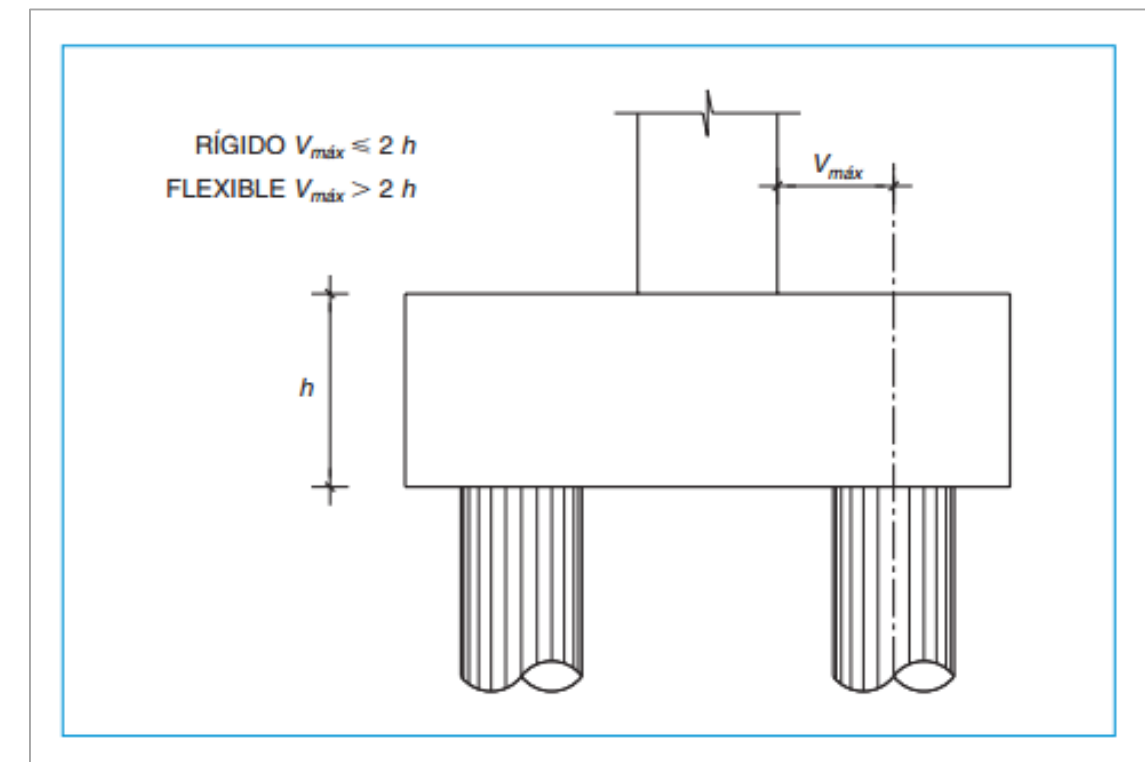


Figura 38. Distinción entre encepado rígido y flexible. Fuente: Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

Esta distinción se lleva a cabo para elegir el método con el que se va a proceder a dimensionar el armado del encepado. En el caso de encepados flexibles se optará por el método de flexión, y en el caso de encepados rígidos se aplicará el método de bielas y tirantes.

En nuestro caso, se puede ver en la siguiente imagen (figura 31) que tenemos un encepado rígido.

$$v_{max} = 1.1 \text{ m}$$

$$h = 1 \text{ m} ; 2h = 2$$

De tal modo que:

$$1.1 \leq 2$$

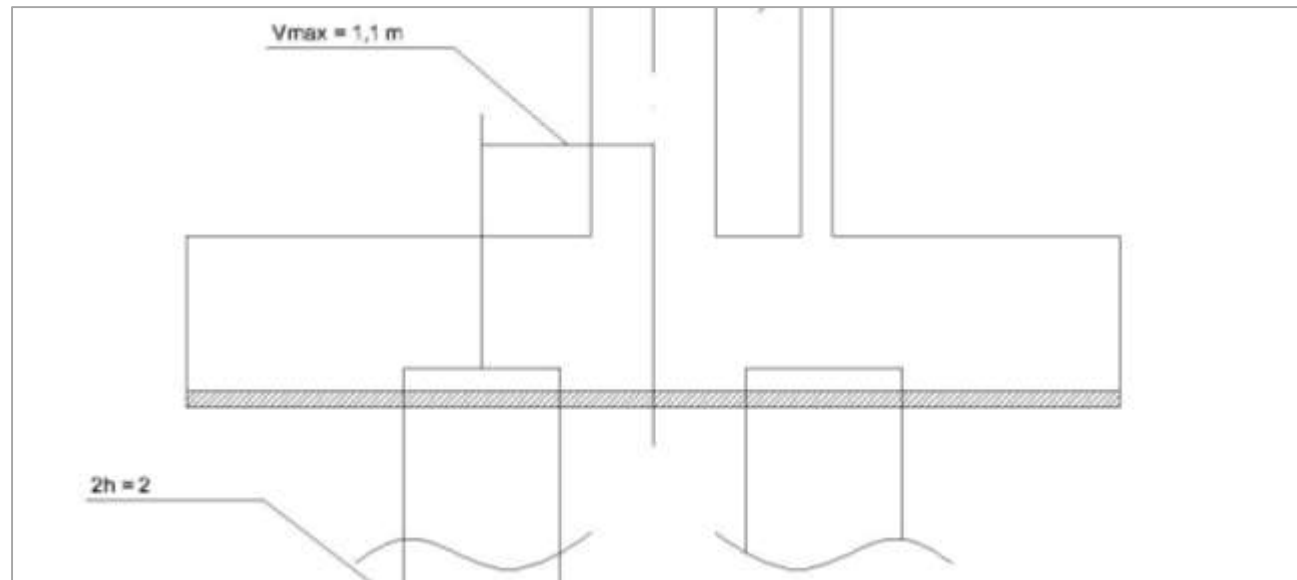


Figura 39. Detalle de comprobación del tipo de encepado. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

Como se puede comprobar, se dispone de un encepado rígido y por tanto se procederá con el método de bielas y tirantes para realizar el cálculo de la armadura (mediante lo formulado en el apartado 58.4 de la EHE-08) y también, para la comprobación de tanto las zonas nodales, como la capacidad de las bielas y tirantes más restrictivas.

Una vez visto el tipo de encepado, se sigue con la obtención de la carga vertical que actúa en la cabeza de los pilotes. Para ello, se realiza la reducción de esfuerzos al centro de la cabeza de los pilotes de igual forma que en el cálculo geotécnico (apartado 5 del presente anejo). En un Proyecto de Construcción no sería posible esta reducción ya que se utiliza cuando no se requieren distribuciones de esfuerzos muy precisas y sobre todo para simplificar, por lo que es admisible en los cálculos geotécnicos pero no en los estructurales (que es el caso que nos incumbe ahora). Sin embargo, y como se ha mencionado ya, al estar en un Anteproyecto se procede de manera simplificada de tal forma a lo visto en el apartado 5.4.4 (figura 24) de este anejo.

6.2.5.1 Obtención de los esfuerzos (N_{Edmax} , N_{Edmin} , V_{Edx} , V_{Edy})

Previamente se toman las diferentes cargas que actúan sobre el encepado y que hay que llevar al centro de la base de éste, al que se le llama (al igual que en el apartado 5 de este anejo) centro O. Se recuerda que se trabaja con los mismos ejes que en todo este anejo (figura 20).

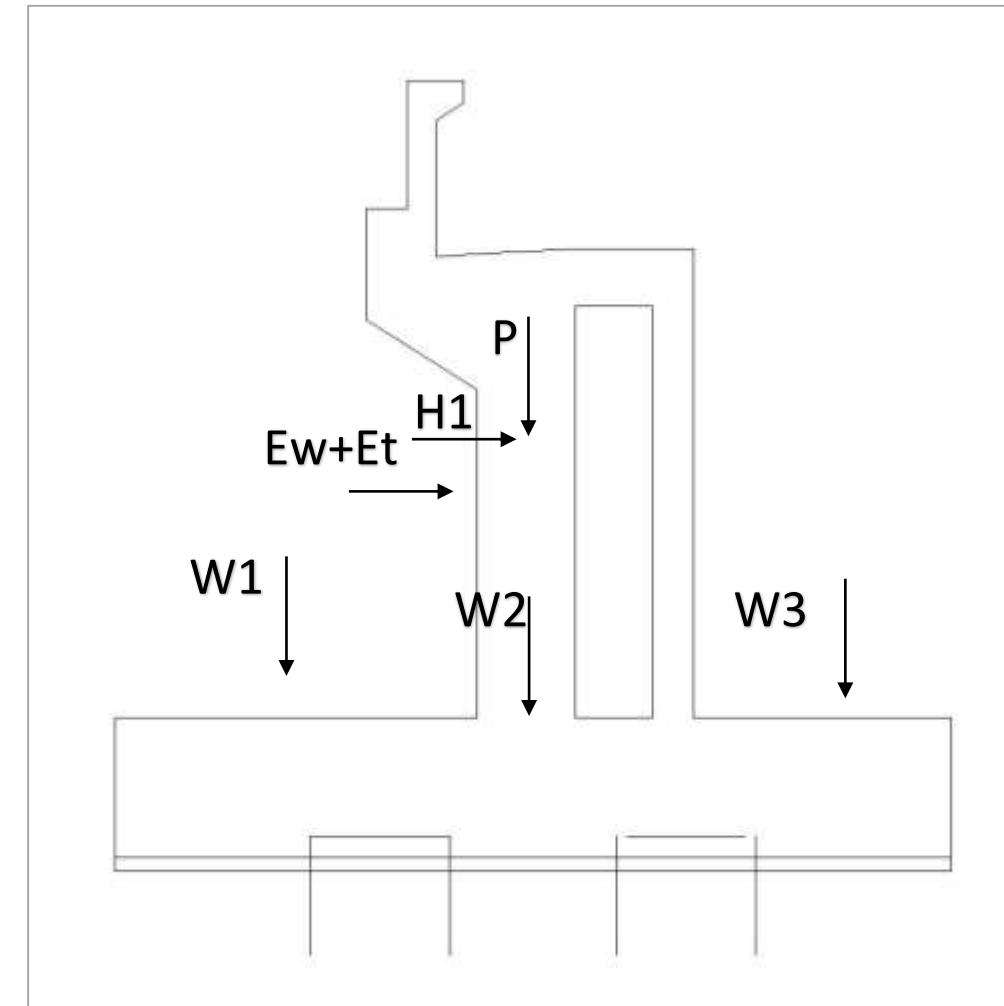


Figura 40. Detalle de todas las acciones actuantes sobre el encepado. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

Donde las cargas son (para visualizar los valores nos podemos remitir al punto 5.4.2 del presente anejo, donde se lleva a cabo el cálculo de éstas):

- P: Cargas verticales procedentes de tablero (la carga llamada P corresponde a las acciones verticales más desfavorables provocadas por el tablero y distribuidas por bielas de compresión a 45° a lo largo del hormigón del muro principal).
- H1: Cargas horizontales procedentes de tablero (despreciables en estos cálculos frente a las cargas verticales).
- Ew+Et: Empujes horizontales de tierras y empuje hidrostático.
- W1: Peso de las tierras del trasdós del muro principal.
- W2: Peso centrado de encepado y muro principal.
- W3: Peso de muro cajero.



Estableciendo la combinación más desfavorable, que en este caso se corresponde a la combinación persistente o transitoria regida por la IAP-11, que se muestra a continuación:

$$\sum \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k + \sum \gamma_Q * Q_k * \varphi_0$$

Los coeficientes de seguridad y de simultaneidad cambian en el cálculo estructural a diferencia del cálculo geotécnico del apartado anterior.

- Coeficientes globales de seguridad:

Coef.	
γ_G	1.35
γ_Q	1.35

- Coeficientes de simultaneidad:

Coef.simul	φ_0
Tráfico	0.75
Acera	0.4
Viento	0.6

Una vez aplicados dichos coeficientes se obtienen los valores de la combinación anterior en la base del centro del encepado, siempre en el caso más desfavorable:

Cargas (KN)	
Nmax	26330.54
Hy	0
Hx	3367.88
Mz	0
My	5467.32
Mx	8433.045

Tabla 11. Esfuerzos en el centro de la base del encepado. Fuente: Elaboración propia.

Aplicando la reducción de esfuerzos del punto 5.4.4 anteriormente mencionada, se obtiene la distribución de esfuerzos en los pilotes. De la cual, se toman los axiles del pilote más cargado (y el menos cargado) y el mayor cortante:

- Axil máximo (pilotes más cargado):
Nmax= 1330.06 KN
- Axil mínimo (pilote menos cargado):
Nmin= 864.14 KN
- Cortantes:
Hy= 0 KN
Hx= 140.33 KN

6.2.5.2 Cálculo del armado del encepado

En primer lugar, después de ver que tenemos un encepado rígido, se debe establecer el tipo de encepado de acuerdo con la EHE-08. Como se puede observar en el siguiente extracto (figura 33), perteneciente al índice de esta norma, se establecen varios tipos de consideraciones para calcular el armado, diferenciando entre encepado que agrupa a una pareja de pilote o varios pilotes (tres pilotes, cuatro pilotes...).

58.4.1.	Cimentaciones rígidas	269
58.4.1.1.	Zapatas rígidas	269
58.4.1.2.	Encepados rígidos	270
58.4.1.2.1	Encepados sobre dos pilotes	270
58.4.1.2.1.1	Armadura principal	270
58.4.1.2.1.2	Armadura secundaria	271
58.4.1.2.2	Encepados sobre varios pilotes	272
58.4.1.2.2.1	Armadura principal y secundaria horizontal ...	274
58.4.1.2.2.2	Armadura secundaria vertical	276

Figura 41. Extracto del índice. Fuente: Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08

Las subestructuras de este Anteproyecto (de ambos estribos), se pueden asimilar a una losa de cimentación. Están formadas por un muro principal de 24.9 m de longitud que le trasmite una serie de cargas y un encepado que agrupa dos filas de 12 pilotes paralelas a dicho muro (se puede ver en las figuras 6,14 y 18). Por tanto, se asimila a un encepado corrido sobre dos filas paralelas de dos pilotes que sostienen el muro corrido (muro principal y muro cajero) sobre el que actúan las cargas del tablero (figura 34).

De acuerdo con los apuntes suministrados en la asignatura de Diseño Estructural De Cimentaciones, se tiene que:

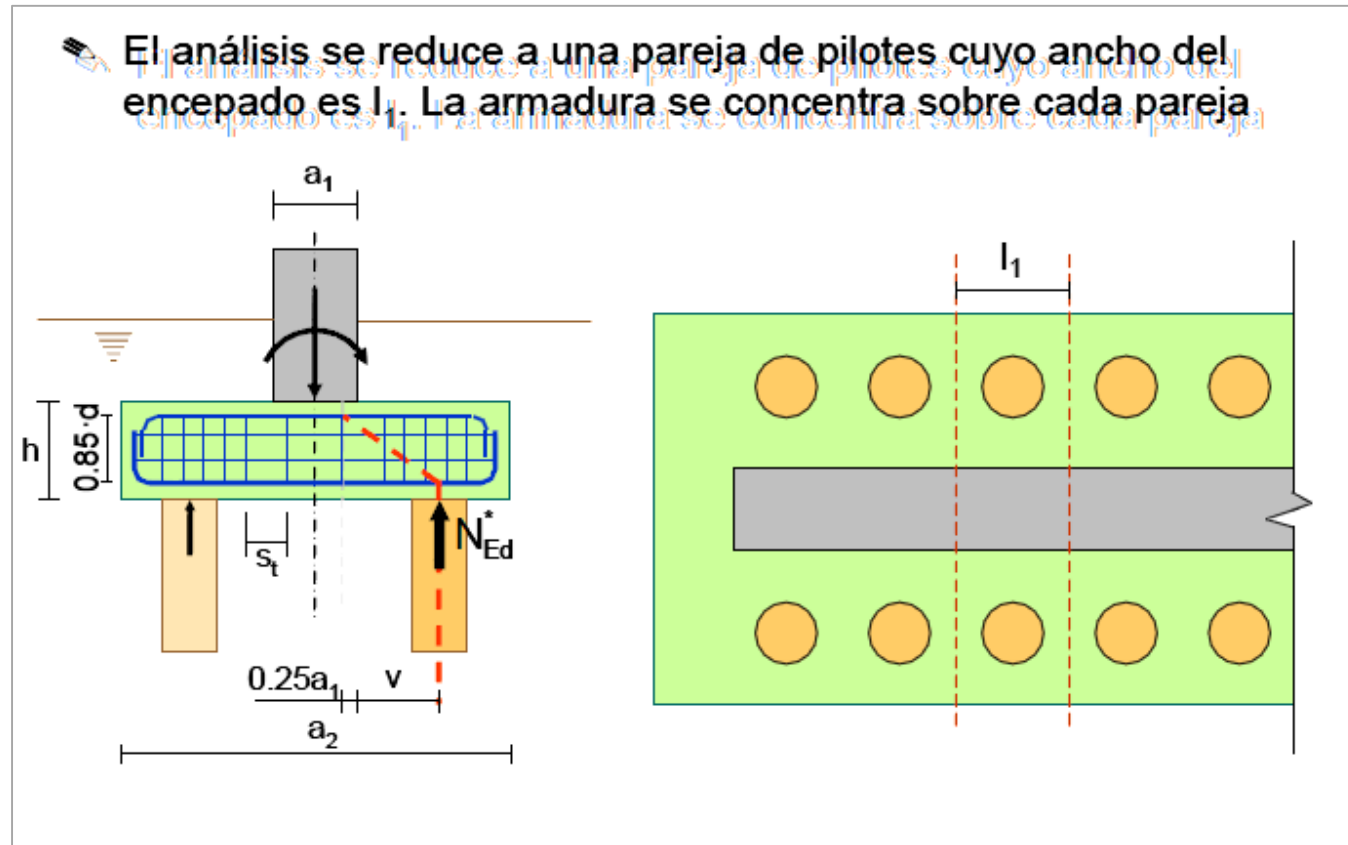


Figura 42. Figura que muestra la forma de realizar el cálculo de este tipo de encepado. Fuente: (Bonet Senach, 2015)

En resumen lo que se nos indica, es que se asimile el grupo de pilotes a una pareja de ellos, tal y como se muestra en la figura anterior, de forma que el cálculo será similar al de un encepado sobre dos pilotes y cuyo ancho será l_1 . Que en nuestro caso se tendrá que:

$$l_1 = 2 \text{ m}$$

Las bandas de dos metros de pilotes se van solapando la una con la otra, de tal forma que los cercos verticales vayan acoplándose en los extremos de cada banda (sin haber tramos de menor armado entre bandas). Estos cercos quedan estabilizados y solidarizados con unos redondos de 12 mm longitudinales que hacen que actúen todos por igual en caso de flexión del encepado. Por lo tanto se colocan 30 redondos de 12 mm a 15 cm de separación los cercos en la vista del alzado.

Por lo tanto, se procede siguiendo lo mandado por la norma:

6.2.5.2.1 Armadura principal

Antes de comenzar los cálculos, se puede estimar la forma que tendrá el modelo de bielas y tirantes:

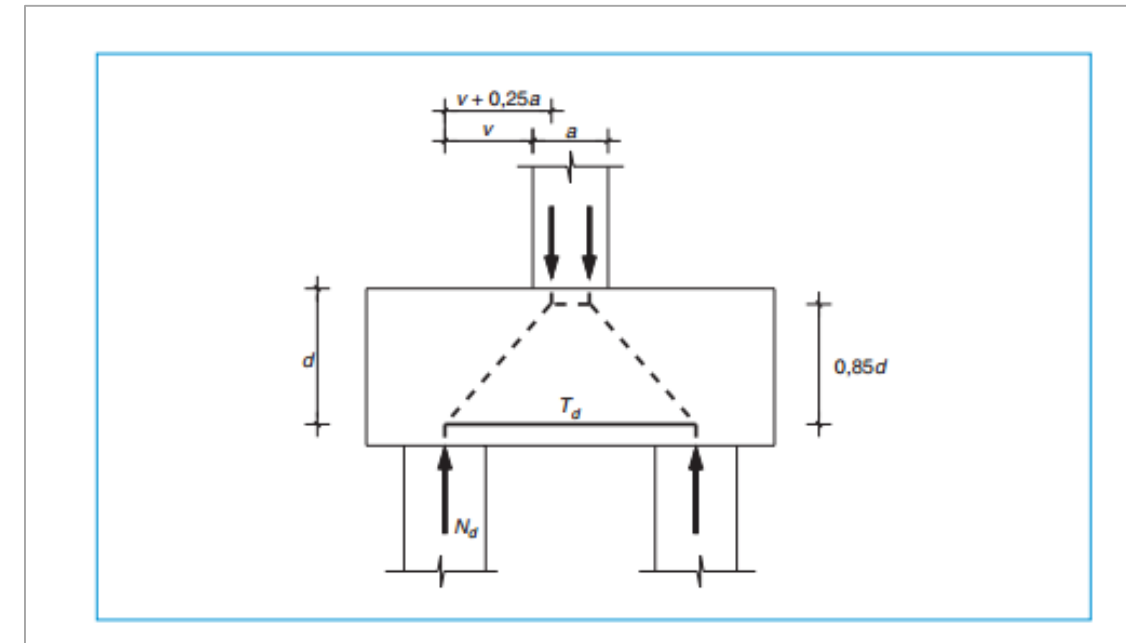


Figura 43. Aproximación del modelo de bielas y tirantes. Fuente: Art.58.4 Instrucción Estructural de Hormigón EHE-08

El armado principal, siguiendo el método de bielas y tirantes, se calcula obteniendo la tracción de cálculo (T_d) o capacidad mecánica (U_s), a partir de la siguiente fórmula:

$$T_d = U_s = \frac{N_{Ed} * (v + 0.25 * a_1)}{0.85 * d}$$

De donde v es el vuelo máximo obtenido anteriormente: $v = 1.1 \text{ m}$

El canto útil d , a partir del cual se calcula el brazo mecánico ($0.85 * d$). Para el cálculo del canto útil, previamente se debe ver el diámetro de armadura a disponer, que en nuestro caso será de $\phi 20 \text{ mm}$ para las armaduras principales y secundarias y de $\phi 12 \text{ mm}$ para los cercos verticales y horizontales. Con el recubrimiento, calculado por durabilidad para un ambiente XS1, que corresponde con un ambiente de ataques por cloruros marinos por ser una estructura que se encuentra a menos de 500 m de la costa, se tiene un recubrimiento de 4 cm ya que se asegura que se encofra contra un terreno preparado para tal fin y no sobre el terreno directamente (con lo que sería en ese caso 7.5 cm). De tal modo se calcula el canto útil:

$$d = h - \frac{\phi_{ppal}}{2} - \phi_{cerco} - rec = 1 - \frac{0.02}{2} - 0.012 - 0.04 = 0.938 \text{ m}$$

El valor de a_1 corresponde con el espesor del muro principal, que es de 0.8 m.

Por último, el valor de la carga N_{Ed} . Este valor se refiere a la carga de compresión vertical que recibe el pilote mas cargado. Por lo que este valor es el calculado anteriormente.

$$N_{Ed} = 1330.6 \text{ KN}$$

Sustituyendo en la fórmula anterior, se obtiene la tensión de cálculo en el tirante:

$$T_d = U_s = \frac{N_{Ed} * (v + 0.25 * a_1)}{0.85 * d} = \frac{1330.6 * (1.1 + 0.25 * 0.8)}{0.85 * 0.938} = 2169.54 \text{ KN}$$

A partir de esta tensión de cálculo, y con el f_{yd} que en nuestro caso es de 434.78 N/mm², se obtiene el área de armadura principal que se necesita:

$$A_{s,ppal.necesaria} = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{2169.54}{500/1.15 \cdot 10^3} = 0.00498 \text{ m}^2$$

Este valor obtenido, es la cantidad de armadura que necesitamos por la tensión que se genera en el tirante (la zona más traccionada del encepado). Por lo tanto, se deberá imponer un área mayor a esta, de tal modo que cumpla la capacidad del tirante y trabaje de forma correcta.

Se dispondrán de 66Ø 10, cuya área total es mayor que la necesaria. Se colocan redondos doblados de 10 mm, de forma que se van colocando por parejas de redondos (un redondo sobre otro) con la separación respectiva. Se decide colocar en esta forma por facilidad de cálculo, ya que en un principio se optó por diámetro del 20, pero al necesitar doblar la armadura principal para formar la jaula, se vio necesario reducir este diámetro a menos de 12 mm. De tal forma que para que el centro de gravedad no cambiara, y con ello, el brazo mecánico (lo que nos hubiera llevado a recalcular el armado) se decidió tomar redondos dobles del 10, así el centro de gravedad de la armadura se mantendría. Estos redondos se distribuirán en la parte inferior del encepado, a lo largo de los dos metros que se han considerado de ancho de la banda de pareja de pilotes, tal y como se muestra en la figura 34, con una separación longitudinal de 6 cm. Se escoge este diámetro de 10 mm para poder llevar a cabo el doblado de la armadura de forma sencilla, ya que los diámetros superiores a 12 mm están contraindicados por la norma en cualquier tipo de cerco o armadura transversal que vaya a ser doblada. Para formar la jaula del encepado, se doblaran los redondos inferiores, mientras que los superiores irán atados a estos inferiores en construcción y llegarán a la longitud de anclaje correspondiente.

Como se ha comentado al principio, también se lleva a cabo la comprobación de bielas y zonas nodales (las que sean necesarias):

El tirante tiene capacidad suficiente, ya que está calculado sobre la tensión de calculado obtenida con f_{yd} , cogiendo un número de redondos que hagan cumplir el límite de área de armadura que necesitamos.

En cuanto a las zonas nodales, se puede comprobar que hay dos nudos inferiores que son semejantes, y se pueden definir como nudos C-C-T. Sin embargo, este tipo de nudos se pueden asemejar a nudos tipo C-C-C, ya que la tracción del tirante se puede asimilar a una compresión en la zona opuesta del nudo. Gráficamente se puede observar en la siguiente imagen:

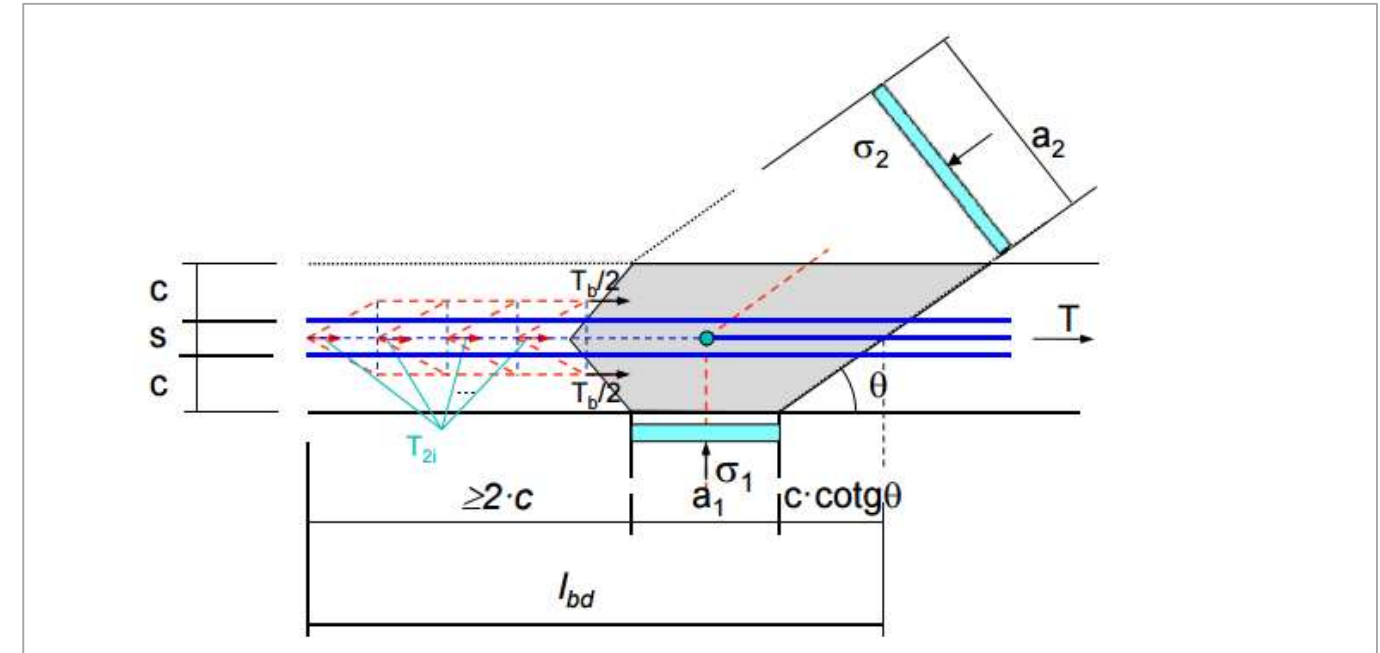


Figura 44. Nudo C-C-T transformado en un C-C-C. Fuente: (Pallarés Rubio, 2015)

Para proceder con el cálculo y comprobación de esta zona, se utiliza un Excel programado por los profesores de la asignatura 'Elementos de Hormigón', con el que se puede comprobar que las tensiones de las bielas no agotan la capacidad del hormigón.

Datos del nudo

	ancho (m)	Cx	Cy	C (kN)	ángulo biela (rad)	theta (rad)	beta (rad)	ten.norma I (MPa)	ten.tang. (MPa)	ten. biela (MPa)
biela C1	1	0.00	1,330.60	1,330.60	1.5708	2.5914	1.5699	0.67	0.00	0.67
biela C2	0.124	-2,169.54	0.00	2,169.54	3.1416	2.1209	-1.5594	8.75	-0.10	8.75
biela C3	0.63	2,169.54	-1,330.60	2,545.07	-0.5501	1.5708	-0.6742	0.79	-0.99	2.02

espesor

2

Círculo de Mohr

x= 4.706769 R= 4.0414699

	tensión (MPa)	dirección (rad)	dirección (deg)		
tensión principal 1=	8.75	1.57	89.95	4.7114	1
tensión principal 2=	0.67	3.14	179.95	3.1407	0

Figura 45. Comprobación de la zona nodal C-C-C. Fuente: Excel dado por los profesores en la asignatura 'Elementos de Hormigón'

Como se observa en la figura 36, se debe comprobar que las tensiones σ_1 σ_2 no agotan la capacidad del hormigón que viene dada por la siguiente fórmula:

$$\sigma_{max} = \max(\sigma_1, \sigma_2) \leq k_2 * v' * f_{cd}$$

Siendo $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$, $k_2 = 0.7$ y $v' = 0.85$ (ambos coeficientes adimensionales).

$$\sigma_{max} = 8.75 \text{ MPa} \leq 0.7 * 0.85 * 20 = 11.9 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, se puede comprobar que cumple.

6.2.5.2.2 Armadura secundaria

El cálculo de la armadura secundaria que se coloca en la parte superior del encepado es bastante simple, ya que la EHE-08 especifica como única condición que la capacidad mecánica de la armadura secundaria no sea inferior al 1/10 de la capacidad mecánica de la armadura principal inferior.

Por tanto:

$$A_{s,secundaria,necesaria} = 0.000498 \text{ m}^2$$

Con esta cantidad de armadura y de tal forma que se utilicen los mismos redondos que en la superior horizontal, se procede colocando 9 $\phi 12$ en la parte superior del encepado y a lo largo de la longitud de dos metros considerados, con una separación de 23.85 cm.

6.2.5.2.3 Armadura secundaria vertical (cercos verticales) y armadura secundaria horizontal (cercos horizontales)

Este tipo de armadura secundaria se colocará dispuesta en retícula en las caras laterales. Por una parte, la armadura vertical consistirá en cercos cerrados que aten a la armadura principal y secundaria longitudinal superior e inferior, respectivamente. Por otro lado, la armadura horizontal será un tipo de armadura perimetral (tipo armadura de piel) ya que los cercos verticales irán enlazados entre las diferentes bandas de pilotes y además irán solidarizados longitudinalmente con los redondos del 12 colocados para tal efecto.

La única premisa a seguir por la norma es que la cuantía de estas armaduras será como mínimo el 0.004 del área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección.

De tal modo que:

- Armadura secundaria vertical (necesaria):

$$A_{sv} \geq 0.004 * b_2 * a_2$$

- Armadura secundaria horizontal (necesaria):

$$A_{sh} \geq 0.004 * b_2 * h$$

La norma dice que para la obtención de los parámetros llamado b_2 y h se debe tomar a partir de la siguiente imagen:

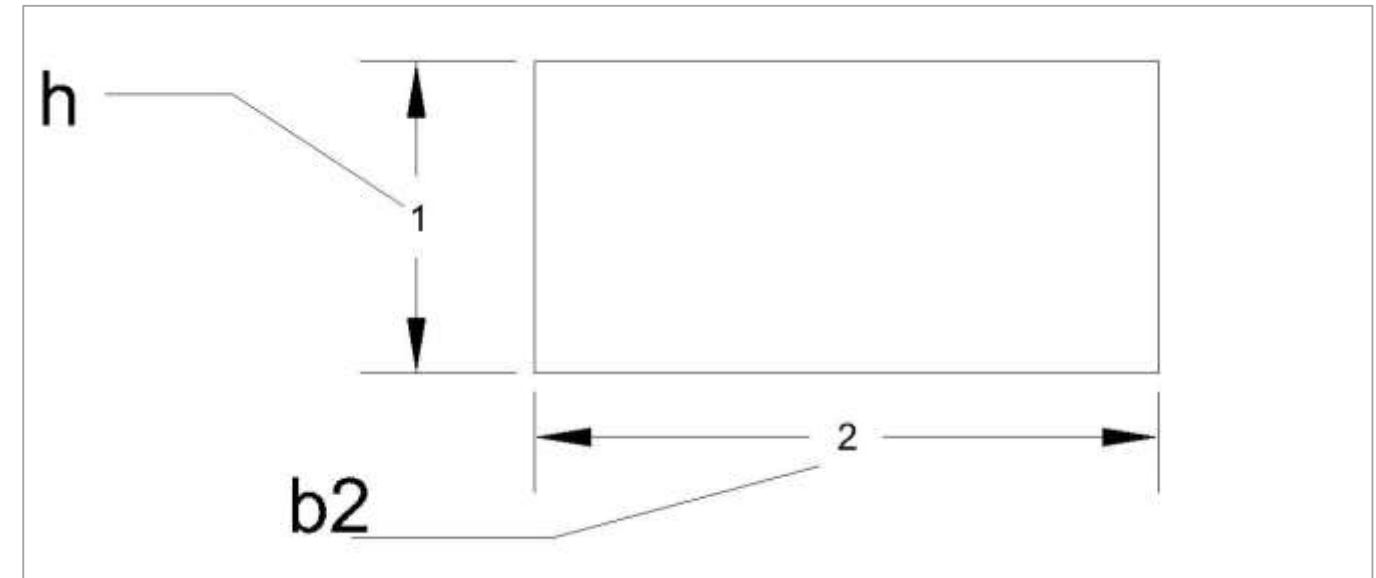


Figura 46. Cotas del área del encepado que se dimensiona para armar. Fuente: Elaboración propia con AutoCAD.

Como se observa en la figura 38, $h/2 > b_2$, por lo tanto y según la norma EHE-08, se toma en la formula como sección de referencia $b_2 = h/2$, por lo tanto:

- Armadura secundaria vertical (necesaria):

$$A_{sv} \geq 0.004 * 0.5 * 6 = 0.012 \text{ m}^2$$

- Armadura secundaria horizontal (necesaria):

$$A_{sh} \geq 0.004 * 0.5 * 1 = 0.003 \text{ m}^2$$

Con lo que se opta por colocar 20 $\phi 12$ distribuidos a lo largo del canto de 1 m (teniendo en cuenta los recubrimientos) con una separación de 7 cm. Se resalta de nuevo, que esta armadura es perimetral, es decir, es la que rodea al encepado en su totalidad (no va por bandas).

Mientras que los cercos horizontales se distribuyen 270 $\phi 12$ a lo largo de los 6 m de ancho de encepado con una altura de rama de 0.92 m con una separación transversal de 47 cm. La separación longitudinal a lo largo de los seis metros, varía según se encuentren en una zona de banda de pilotes (donde se concentran a 15 cm) o por el resto del encepado (a 28.96 cm).

6.2.5.3 Armaduras mínimas

6.2.5.3.1 Armadura mínima geométrica

El artículo 42.3.5 de la EHE-08, establece una cuantía geométrica mínima de armado en losas para acero de $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ y para $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$. Al tener una $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, y calculamos su mínima geométrica:

$$p = \frac{A_s}{A_c} \quad p \geq 0.0009$$



De tal modo que:

$$A_{s,geo.min} = A_c * 0.001 = 2 * 0.0009 = 0.0018 m^2$$

6.2.5.3.1 Armadura mínima por control de fisuración

El artículo 7.3.2. del EC-2, establece una cuantía mínima por control de fisuración de:

$$A_{s,fis.min} = \frac{k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{\sigma_s}$$

Donde:

- $K_c = 0.4$
- $K = 0.65$
- $\sigma_s = 200$ MPa (Tabla 72N EC-2).
- $f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.49$ MPa
- A_{ct} se toma un área de hormigón sometida a tracción igual a la mitad de la sección total de referencia, de 1 m².

A partir de la tabla 72-N del Eurocódigo se obtiene σ_s , suponiendo una abertura de fisura de $W_k = 0.2$ y con nuestros diámetros de redondos.

Así:

$$A_{s,fis.min} = \frac{0.4 * 0.65 * 2900 * 1}{200000} = 0.0037 m^2$$

6.2.5.3.1 Armadura mínima mecánica

El artículo 9.2.1.1 del EC-2, establece una cuantía mecánica mínima de armado de:

$$A_{s,mec.min} = \frac{0.26 * f_{ct,m} * b * t * d}{f_{yk}} = 0.26 * \frac{2900}{500000} * 2 * 0.938 = 0.0028 m^2$$

Finalmente, con la disposición de armaduras mínimas según las diferentes restricciones de las normas, se considera la necesidad de imponer o no, estas mínimas a las de cálculo.

- Armaduras mínimas:

As.min.geom (mm ²)	0.0018
As.min.fis (mm ²)	0.0037
As.min.mec (mm ²)	0.0028

Tabla 12. Resumen de armaduras mínimas. Fuente: Elaboración propia.

6.2.5.4 Longitudes de anclaje

Se lleva a cabo el cálculo de las longitudes de anclaje, respecto a las armaduras principales inferiores y secundarias superiores. No obstante, no se consideran para el cálculo de las longitudes de anclaje, los cercos, ya que formarán retículas verticales y horizontales.

En un principio se opta por anclaje en prolongación recta de los propios redondos, pero se debe comprobar que cumplan los requisitos necesarios de espacio, dando resguardo lateral para el recubrimiento mecánico de 62 mm.

Suponiendo los siguientes casos:

- Condiciones de mala adherencia (del lado de la seguridad).
- $F_{ck} = 30$ MPa.
- $F_{yk} = 500$ N/mm².
- Prolongación recta, para ambas.
- Compresión para la secundaria y tracción para la principal.
- Armadura principal: 42Ø 20
- Armadura secundaria: 5 Ø 20

Siguiendo las fórmulas, con las cuales se calcula la longitud básica de anclaje (l_b), posteriormente la longitud requerida de anclaje ($l_{b,rqd}$) y finalmente la longitud neta anclaje (l_{bd}), e implementándolas en un Excel (figura39) se obtienen los siguientes valores:

LONGITUD DE ANCLAJE	
Datos: GR-8	
Tipo de adherencia	malas
Fyk(Mpa)	500
Fck(Mpa)	30
Tipo	recta
Solicitación	traccion
madura necesaria(m2)	0.00498
disp. (Diámetro->mm)	10
madura disp. (número)	33
Armadura disp. (m2)	0.00518
Cálculos previos:	
Fyd	434.7826
β	1

Longitud básica de anclaje(lb)	
Fbd	2.128904 MPa
n1	0.7
n2	1
Ftcd	1.351685 Mpa
Fctm	2.896468 Mpa
Fct,0.05	2.027528 Mpa
lb	510.5709 mm

Longitud básica requerida de anclaje (lb,rqd)	
lb,rqd	1085.6645 mm
Longitud neta de anclaje (lbd) 1085.6645 mm	
Comprobación lbd>=lb,min 1085.6645 mm	
tracción	325.6994 mm
compresión	651.3987 mm

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Recta	1	1
Patilla	0.7	1
Soldada	0.7	0.7

Figura 47. Plantilla Excel para llevar a cabo el cálculo del anclaje. Fuente: Elaboración propia con Excel.

Por tanto, se obtienen las siguientes longitudes de anclaje:

Armadura principal:

$$L_{anclaje.ppal} = 1085 \text{ mm}$$

Armadura secundaria:

$$L_{anclaje.secundaria} = 323.94 \text{ mm}$$

Como se observa, estas distancias de anclaje son inferiores a nuestra restricción, ya que en este caso de donde empieza la longitud de anclaje (el eje del pilote) hasta el borde del encepado hay 1.5 m. A esta distancia se le debe quitar el recubrimiento impuesto, pero igualmente, las longitudes de anclaje obtenidas para ambas armaduras son inferiores. Por conclusión, se puede proceder a realizar estos anclajes en prolongación recta. Sin embargo, al ser un encepado y necesitar la formación de un armado en forma de jaula donde atar la armadura, y por facilidad constructiva para proceder al correcto atado de los cercos verticales y horizontales, se dobla la armadura inferior principal y superior secundaria donde se colocan los cercos horizontales (se puede observar en los planos correspondientes al armado de la cimentación).

Por tanto las longitudes de anclaje finalmente dispuestas, se corresponden con 1.72 m para la armadura principal y de 2.25 m para la secundaria (a partir del eje del pilote como manda la normativa).

Para ello se realiza un solape de la armadura secundaria superior con la armadura principal inferior, para establecer el correcto atado de las armaduras. La longitud L_o de solape, también implementada en un Excel, se obtiene a partir de (según lo indicado por el EC-2):

LONGITUD DE SOLAPE	
Datos: GR-8	
Fyk(Mpa)	500
Fck(Mpa)	25
Tipo	recta
Solicitación	traccion
lb,rqd	1085.665
cd	3

longitud de solape de cálculo (lo)	
lo	581.0123 mm
Regla a cumplir correcto	
lo,min	325.6994 mm

Figura 48. Plantilla Excel para llevar a cabo el cálculo del solape. Fuente: Elaboración propia con Excel.

Por tanto se obtiene un solape de:

$$L_o = 581 \text{ mm}$$

6.2.5.5 Armado final

Como se observa, la mayor corresponde con la mínima mecánica. Sin embargo, esta mínima sigue siendo menor que la armadura principal de cálculo. Por ello, se toma la armadura de cálculo.

- Resumen de armaduras utilizadas (en cada sección de referencia de 6x2x1 m):

	Diámetro	Numero de armaduras (Área de armadura)	L.anclaje
Arm.principal	10	66 Ø 10 (0.00518 m²)	1085
Arm.secundario.superior	12	9 Ø 12 (0.00101 m²)	323.94
Arm.secundario.vertical	12	270 Ø 12 (0.030 m²)	-
Arm.secundario.hor.perimetral	12	20 Ø 12 (0.00226 m²)	-
Arm.longitudinal.sol	12	30 Ø 12 (0.00339 m²)	-

En el plano 7.2 se lleva a cabo una mejor visualización del armado colocado en cada subestructura.



7. REFERENCIAS

AENOR. (2013). *Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón UNE-EN 1992-1-1*. Madrid.

Bonet Senach, J. L. (septiembre de 2015). *Poliformat.upv.es*. Obtenido de *Poliformat.upv.es*:
https://poliformat.upv.es/portal/site/GRA_12852_2015/page/6194904e-3390-4505-ba72-b142b720e572

Fomento, M. d. (2001). *Documento Básico, D.B.S.E.C. Seguridad Estructural. Cimientos (Código Técnico de Edificación)*. Madrid.

Fomento, M. d. (2009). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Madrid.

Fomento, M. d. (2011). *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. Madrid: 5 edición.

Pallarés Rubio, L. (septiembre de 2015). *Poliformat.upv.es*. Obtenido de *Poliformat.upv.es*:
https://poliformat.upv.es/portal/site/GRA_12842_2015/page/134b63fb-beac-499d-b0ff-7e9613e9adb6

Salas, J. (1980). *Geotécnia y Cimientos*. Madrid: 4.

Silvestre, I. (2001). *Cuestiones de geotecnia y cimientos*. Valencia: IZQUIERDO SILVESTRE, F.A.

Silvestre, I., & Carrión, C. (2002). *Problemas de geotécnia y cimientos*. Valencia: IZQUIERDO SILVESTRE, F.A. & CARRIÓN CARMONA, M.A.